

UNTERSUCHUNGEN ZUR WIRTSCHAFTLICHEN SANIERUNG UND BESTANDSERHALTUNG GESCHÄDIGTER STAHLSTEINDECKEN

Abschlußbericht

vorgelegt von

Univ. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Dipl.-Ing. E. Gunkler

September 1991

BIBLIOTHEK

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 72
D-3300 Braunschweig

Das Forschungsvorhaben wurde gefördert vom Niedersächsischen Minister
für Wissenschaft und Kunst
Aktenzeichen: 2102 - B V 4 e - 11/88

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>1.0 Einleitung</u>	1
<u>2.0 Sanierung aus vorhandener Gebäuden entnommener Stahlstein-</u> <u>decken</u>	3
2.1 Begriffsbestimmung	3
2.2 Entnahme vorgeschädigter Plattenstreifen aus Stahlsteindecken vorhandener Gebäude.....	6
2.3 Materialuntersuchungen zur Schadensanalyse der Decken und zur Bestimmung mechanischer Kennwerte der vorhan- denen Deckenbaustoffe.....	9
2.3.1 Beton.....	9
2.3.2 Deckenziegel.....	13
2.3.3 Betonstahl.....	14
2.4 Schadensbeurteilung.....	15
2.5 Sanierungskonzept und Durchführung der Sanierungsmaßnahmen.....	15
<u>3.0 Untersuchungsprogramm und Beschreibung der Prüfeinrichtung</u>	19
3.1 Beschreibung der Prüfeinrichtung zur Untersuchung der Stahlsteindecken.....	19
3.2 Untersuchungen an verstärkten Stahlsteindecken.....	19
3.2.1 Abmessungen und Belastung der Prüfkörper.....	19
3.2.2 Versuchsprogramm.....	21
3.3 Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung mechanischer Kennwerte der Sanierungsbaustoffe.....	21
3.3.1 Betonartige Werkstoffe.....	21
3.3.2 Betonstahl und Laschenstahl St 37.2.....	22
<u>4.0 Versuchsdurchführung und Prüfergebnisse</u>	23
4.1 Untersuchungen an Stahlsteindecken.....	23
4.2 Materialuntersuchungen der Sanierungsbaustoffe.....	28

	Seite
4.2.1 PCC-Stahlfaserspritzmörtel.....	28
4.2.2 Micro-silica-modifizierte Mörtel und Betone.....	30
4.2.3 Verbundestrich.....	32
4.2.4 Füllbeton der Deckenplatte Gö 3.....	33
4.2.5 Aufbeton der Deckenplatte He 3.....	34
4.2.6 Betonstahl und Laschenstahl.....	34
<u>5.0 Rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse der</u>	
<u>Deckenplatte.....</u>	36
5.1 Statisches System und gemessene Bruchschnittgrößen.....	36
5.2 Biegetragfähigkeit und Verformungsverhalten von	
Stahlsteindecken.....	38
5.2.1 Rechenmodell.....	38
5.2.2 Werkstoffgesetze.....	40
5.2.2.1 Betonartige Werkstoffe.....	41
5.2.2.2 PCC-Stahlfaserspritzmörtel.....	45
5.2.2.3 Betonstahl und Laschenstahl.....	48
5.2.3 Berechnung der inneren Bruchmomente.....	49
5.2.4 Wiedergabe und Kommentierung der berechneten	
Durchbiegungen.....	51
5.3 Schubtragverhalten verstärkter Stahlsteindecken.....	56
5.3.1 Tragmodell.....	56
5.3.2 Schubnachweis.....	60
<u>6.0 Bewertung des Sanierungserfolges.....</u>	62
<u>7.0 Zusammenfassung.....</u>	64
Literaturverzeichnis.....	66
Anhang	
Tabellen ab Tabelle 17.....	
Bilder ab Bild 24.....	

1.0 Einleitung

Zwischen 1910 und 1950 errichtete Wohn-, Gewerbe- und Verwaltungswände enthalten Geschoßdecken, die oftmals als Stahlsteindecken hergestellt wurden. Diese bestehen aus in Deckenspannrichtung verlegten Deckensteinen aus Bimsbeton oder Ziegelmaterial mit dazwischen liegenden Rippen aus Ortbeton, die die statisch erforderliche Bewehrung enthalten. In manchen Fällen wurde der Tragquerschnitt durch eine auf den Deckenziegeln angeordnete Druckbetonschicht ergänzt.

Infolge unzureichender Verdichtung weist der Ortbeton der Rippen und der Druckbetonschicht in vielen Fällen eine porenreiche Gefügestruktur auf. Die Bewehrung in den ca. 5 cm breiten Rippen besitzt häufig eine unzureichende Betondeckung und die Karbonatisierungsfront des Rippenbetons liegt oftmals höher als die Biegebewehrung. Bei entsprechenden klimatischen Bedingungen wird hierdurch die Korrosion der Bewehrung begünstigt. Dies führte wiederholt zu Schäden an Stahlsteindecken, die in Form großflächiger Abplatzungen der unteren Schale der Deckensteine an der Deckenunterseite zu erkennen sind.

Zur Behebung der Schäden wurden in der Vergangenheit Sanierungsverfahren entwickelt, die den Ersatz der Stahlsteindecken durch Stahlbetonvollplatten oder den Einbau von Abfangkonstruktionen in Form von Stahl- oder Stahlbetonunterzügen vorsehen. Die Durchführung derartiger Sanierungsmaßnahmen ist aufwendig, kostenintensiv und mit längeren Nutzungsunterbrechungen der Gebäude verbunden. Außerdem wird hierbei die Tragfähigkeit ungeschädigter Deckenbereiche nur unzureichend oder gar nicht genutzt.

Ziel des Forschungsvorhabens, über dessen Ergebnisse im folgenden berichtet wird, war die Entwicklung und experimentelle Untersuchung von Verstärkungsmaßnahmen für schadhafte Stahlsteindecken, die eine weitestgehende Erhaltung der Bausubstanz ermöglichen. Hierbei stand die Wiederherstellung oder Erhöhung der ursprünglichen Tragfähigkeit der Stahlsteindecken im Vordergrund der Untersuchungen.

Im Hinblick auf die Berücksichtigung in der Praxis auftretender Schäden waren in einem ersten Arbeitsschritt vorgeschädigte Stahlsteindeckenelemente werksüblicher Abmessungen aus vorhandenen Gebäuden zu entnehmen, um diese anschließend in der Versuchshalle zu verstärken und ihre Tragfähigkeit zu prüfen.

Bei der Beschaffung geeigneter Deckenplatten wurde das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig in dankenswerter Weise von den Staatshochbauämtern Göttingen und Braunschweig unterstützt. Der Transport der Deckenelemente vom Entnahmeort zum Institut wurde unentgeltlich vom Technischen Hilfswerk Braunschweig und Wolfenbüttel organisiert und durchgeführt. Auch diesen Dienststellen sei an dieser Stelle gedankt.

2.0 Sanierung aus vorhandenen Gebäuden entnommener Stahlsteindecken

2.1 Begriffsbestimmung

Da Stahlsteindecken und Stahlbetonrippendecken Hohlkörper aus werksmäßig vorgefertigten Formsteinen enthalten, werden beide Deckenkonstruktionen häufig miteinander verwechselt. Zum besseren Verständnis soll daher eine Erläuterung der Unterscheidungsmerkmale beider Deckenkonstruktionen den weiteren Ausführungen voran gestellt werden.

Stahlsteindecken und Stahlbetonrippendecken mit Hohlkörpern unterscheiden sich durch folgende Konstruktionsmerkmale:

Stahlbetonrippendecken sind Flächentragwerke, die aus in einem Arbeitsgang betonierten T-förmigen Rippenbalken bestehen, deren lichter Rippenabstand maximal 70 cm betragen darf. Die Druckplatte erhält nur eine einfache Querbewehrung zur Sicherung ihrer Quersteifigkeit. Die Zugbewehrung wird in den Rippen verlegt, so daß eine Stahlbetonrippendecke statisch als ein System von quersteif untereinander verbundenen, parallel angeordneter T-Balken beschrieben werden kann. In vielen Fällen sollen die zwischen den Rippen vorhandenen Aussparungen nach der Fertigstellung der Decke nicht sichtbar bleiben. Aus diesem Grunde werden zwischen den Rippen Füllkörper aus Ziegelmaterial oder Bimsbeton angeordnet, die statisch mitwirkend oder nicht tragend ausgebildet werden können. Sie dienen zusätzlich als Schalung, schaffen eine ebene Untersicht der Decke und erhöhen das Wärme- und Schalldämmmaß der Geschoßdecken. Die Druckbetonschicht von Stahlbetonrippendecken muß mindestens 5 cm dick sein bzw. ihre Höhe mindestens 1/10 des lichten Rippenabstandes betragen. Die Rippen haben eine Mindestdicke von 5 cm und aufgrund von Regelabmessungen der Deckensteine einen Achsabstand von 25 bis 50 cm. Die Anforderungen an Deckenziegel von Stahlbetonrippendecken sind in DIN 4160 "Ziegel für Decken: statisch nicht mitwirkend", Ausgabe August 1978 und DIN 4159 "Ziegel für Decken und Wandtafeln: statisch mitwirkend", Ausgabe April 1978 geregelt. Ihre äußere Form ist in Bild 01 dargestellt.

Die Bilder 24 bis 91 und die Tabellen 17 bis 37 befinden sich im Anhang dieses Berichtes.

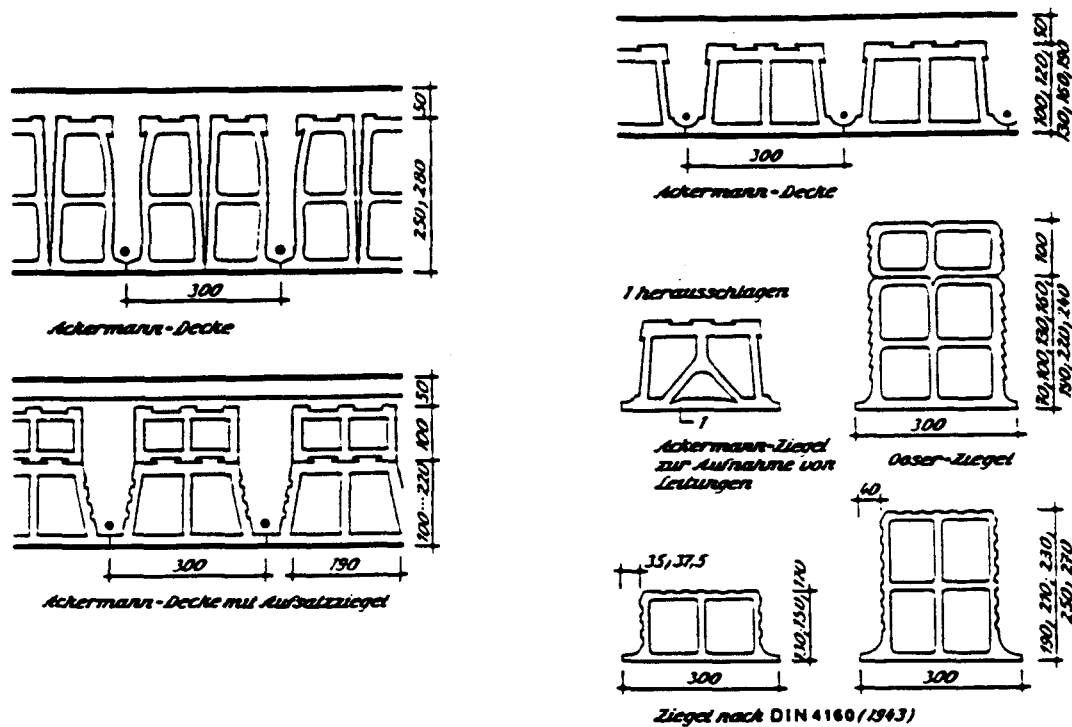


Bild 01: Querschnitt von Stahlbetonrippendecke mit Deckenziegeln /1/

Vorschriften über die Bemessung und Ausführung von Stahlsteindecken wurden in einer eigenen Norm zuletzt in DIN 1046, Ausgabe August 1943 bzw. im Ergänzungserlaß zu DIN 1046 vom 20.07.1962 festgelegt. Später wurden diese Vorschriften durch Einführung von DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, ersetzt.

Stahlsteindecken sind Verbundtragwerke, bei denen druckfeste Voll- oder Hohlsteine, meist aus gebranntem Ton, die statische Aufgabe der Kraftübertragung übernehmen müssen. Eine Betondruckschicht ist bei Stahlsteindecken nicht erforderlich, aber möglich. Falls eine Druckbetonschicht angeordnet wird, darf diese nicht dünner als 2 cm und nicht dicker als 5 cm sein. Während bei den Stahlbetonrippendecken an die Hohlkörper keine besonderen Festigkeitsanforderungen gestellt werden, müssen die Deckenziegel von Stahlsteindecken hinsichtlich ihrer Festigkeitseigenschaften stets bestimmten Mindestanforderungen genügen. Diese sind in DIN 4159 festgelegt. Die erforderliche Betonstahlbewehrung wird in den Längsfugen der Deckensteine verlegt. Die Längsfugen zwischen den Deckensteinen werden mit Beton vergossen,

wodurch ca. 5 cm breite Längsrippen entstehen. Ihr Abstand in Deckenquerrichtung beträgt je nach der Breite der Deckensteine 20 cm oder 25 cm (Bild 02). Der Unterschied zu Stahlbeton-Rippendecken mit Füllkörpern ist vergleichsweise gering.

Zum Ausbetonieren der Rippen und Stoßfugen sowie in Vollbetonstreifen von Stahlsteindecken, war vor Einführung der DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, ein Beton der Güte B 160 oder B 225 zu verwenden. Nach Einführung von DIN 1045 (Ausgabe 1972) mußte der Beton mindestens der Güteklasse B 15 entsprechen.

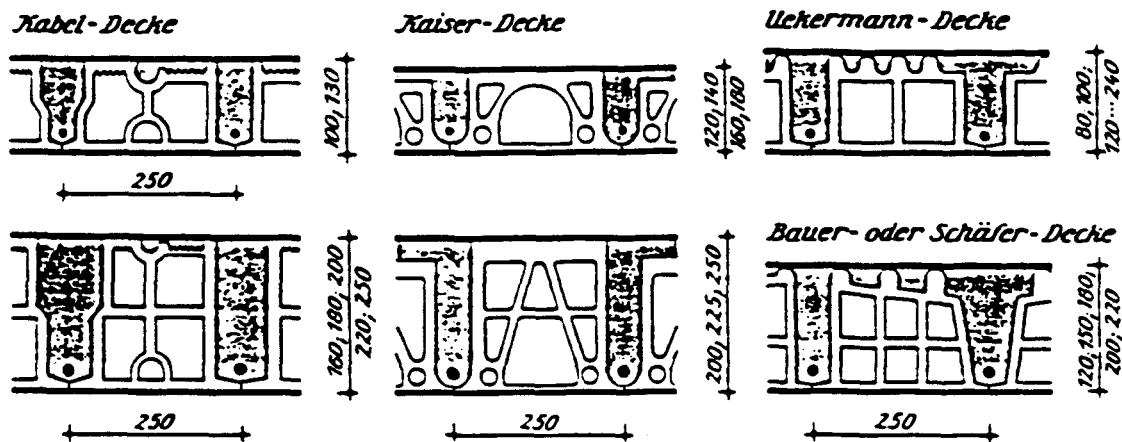


Bild 02: Querschnitt von Stahlsteindecken /1/

Aufgrund der genannten Unterscheidungsmerkmale handelt es sich bei den im Zusammenhang mit diesem Forschungsvorhaben untersuchten Prüfkörpern um Plattenstreifen von Stahlbetonrippendecken mit nichttragenden Deckensteinen.

Da an Stahlsteindecken und Stahlbetonrippendecken mit Hohlkörpern Schäden gleichen Erscheinungsbildes und vergleichbaren Auswirkungen auf die Tragwirkung und Dauerhaftigkeit der Decken auftreten, erscheint eine Unterscheidung beider Deckenarten in den weiteren Ausführungen nicht erforderlich. Vereinfachend wird daher im folgenden stets der Begriff "Stahlsteindecke" verwendet.

2.2 Entnahme vorgeschädigter Plattenstreifen aus Stahlsteindecken vorhandener Gebäude

Die zur nachträglichen Verstärkung vorgesehenen Versuchskörper sollten praxisübliche Vorschädigungen aufweisen. Daher wurden vorgeschädigte Plattenstreifen raumgroßer Länge aus Stahlsteindecken vorhandener Gebäude entnommen. Hierzu wurden von den Staatshochbauämtern Braunschweig und Göttingen geeignete Gebäude zur Verfügung gestellt.

Für die Entnahme von Versuchskörpern wurde das ehemalige Stabsgebäude der Luftwaffenkaserne in Helmstedt, Marienthal-Horst und das Wirtschaftsgebäude, Block 56 der Ziethen-Kaserne in Göttingen ausgewählt. Im folgenden werden die Versuchskörper entsprechend ihrem Entnahmeort mit He (für Helmstedt) und Gö (für Göttingen) bezeichnet.

An den Stahlsteindecken waren folgende, äußerlich sichtbare Schäden zu erkennen:

Stahlsteindecke "Helmstedt" (Bilder 24 und 25):

Die untere Hälfte der Deckensteine hatte sich an einigen Stellen der Deckenunterseite schalenförmig abgelöst. Die dadurch freigelegte Rippenbewehrung der Stahlsteindecke zeigte starke Korrosionsmerkmale. Die Betondeckung betrug oftmals weniger als 0,5 cm. Der Rippenbeton hatte ein poröses Gefüge und ließ sich leicht mit einem Meißel zwischen den Deckensteinen herauskratzen. Das Kasernengebäude in Helmstedt war mehrere Jahre lang nicht genutzt worden und die Fenster zu den Kellerräumen unter den Stahlsteindecken defekt. Somit war davon auszugehen, daß über längere Zeiträume wechselnde Klimabedingungen und Witterungseinflüsse zur Korrosion auch nicht freiliegender Bereiche der Deckenbewehrung geführt haben.

Stahlsteindecke "Göttingen":

Im Zusammenhang mit einer Begutachtung des Gebäudes 56 durch ein vom Staatshochbauamt Göttingen beauftragtes Ingenieurbüro wurde an einigen Stellen der Geschoßdecke der Fußbodenaufbau entfernt und dabei starke Rißbildungen senkrecht zur Deckenspannrichtung, ca. 1,0 m von den Deckenauflägern entfernt, festgestellt. Die Risse waren an der Ober- und Unterseite

der Decke erkennbar; sie verliefen nahezu senkrecht durch den Deckenquerschnitt. Offensichtlich handelte es sich hier um einen Biegeriß, da eine obere Bewehrung der auf Stahlbetonunterzügen aufgelagerten, durchlaufenden Stahlsteindecke - von Schubaufbiegungen abgesehen - fehlte. Die Druckbetonschicht der Stahlsteindecke mit einer Dicke von maximal 3 cm entsprach nicht den Anforderungen der DIN 1045. Aufgrund der dünnen Druckbetonschicht war davon auszugehen, daß die Druckzone des Biegequerschnittes der Decke auch Bereiche der Füllkörper mit einschloß, wofür diese aufgrund ihrer Querschnittsgeometrie nicht geeignet sind. Nach Auskunft des Staatshochbauamtes Göttingen bestand bei extrem hoher Belastung der Decke an einigen Stellen sogar die Gefahr des Herausfallens einzelner Füllkörper.

Druckfestigkeitsuntersuchungen an Bohrkernen ergaben Prüfergebnisse, die eine Einstufung des Deckenbetons in die bei der Erstellung des Gebäudes im Jahre 1935 geforderten Festigkeitsklasse B 225 (alt) nicht zuließ /2/. In den meisten Fällen wurden Betondruckfestigkeiten festgestellt, die denen eines B 120 entsprachen.

Aus den Kasernengebäuden in Helmstedt und Göttingen wurden jeweils vier Plattenstreifen entnommen. Sie werden im folgenden mit He 0 bis He 3 bzw. Gö 0 bis Gö 3 bezeichnet. Querschnitt und vollständiger Deckenaufbau der Stahlsteindecken ist in den Bildern 03 und 04 dargestellt.

Die Geschoßdecke des Wirtschaftsgebäudes, Block 56 der Ziethen-Kaserne in Göttingen besteht aus Stahlbetonunterzügen mit einem Achsabstand von 3,0 m und dazwischenliegenden Feldern, die als Stahlsteindecken ausgebildet sind. Beiderseits der Unterzüge sind zusätzlich Vollbetonstreifen mit einer Breite von 45 cm angeordnet. Querschnitt und Aufbau der Stahlsteindeckenfelder sind Bild 04 zu entnehmen.

Zur Sicherung der Versuchskörper während ihres Ausbaus und Transportes, wurden unter den einzelnen Plattenstreifen "Hebeschlitten" aus Kanthölzern und Stahlprofilen angebracht.

Danach wurden die Deckenteile unterschalt und in den Eckpunkten der herauszutrennenden Versuchskörper Überschnittbohrungen \varnothing 200 angeordnet. Danach konnten die Einzelelemente mit einem Diamant-Fugenschneider aus den Geschoßdecken herausgetrennt, auf einen LKW verladen und nach Braunschweig

2.3 Materialuntersuchungen zur Schadensanalyse der Decken und zur Bestimmung mechanischer Kennwerte der vorhandenen Deckenbaustoffe

2.3.1 Beton

Die Druckfestigkeit des Rippen- und Druckbetons wurde an Bohrkernen \varnothing 50 mm ($h/d = 1$) ermittelt, die senkrecht oder parallel zur Deckenspannrichtung aus gesondert entnommenen Probestücken der Stahlsteindecken erbohrt worden waren. Normalerweise werden Bohrkern nur in vertikaler Richtung, senkrecht zur Deckenebene, entnommen, da hiermit verbundene Beschädigungen der Deckenplatten vergleichsweise gering sind. Bei der Prüfung derartiger Bohrkern geht man davon aus, daß die Druckfestigkeit ordnungsgemäß eingebrachten Betons richtungsunabhängig ist. Diese Vorgehensweise erscheint bei der Prüfung der Betone von Stahlsteindecken nicht sinnvoll. Eine ausreichende Verdichtung des Betons von Stahlsteindecken ist sehr schwierig durchführbar. Daher sind richtungsunabhängige Betoneigenschaften nicht zu erwarten.

Zur Einordnung des Deckenbetons in Betonfestigkeitsklassen nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.1, wurden die an Bohrkernen ermittelten Druckfestigkeitswerte in auf einem Probewürfel mit 200 mm Kantenlänge bezogene Festigkeitswerte umgerechnet.

Wie erwartet, differieren die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen von senkrecht und parallel zur Deckenebene entnommenen Bohrkernen erheblich. Tabelle 01 enthält die Zusammenstellung der Prüfergebnisse.

Bei der Prüfung des Mittelwertunterschiedes auf Signifikanz mit Hilfe des t-Tests nach Student konnte nachgewiesen werden, daß die Druckfestigkeitswerte in unterschiedlicher Richtung erbohrter Prüfkörper verschiedenen Grundgesamtheiten zuzuordnen sind. Eine Zusammenfassung in ein Prüfkollektiv ist somit nicht zulässig.

Die Ursache für den Mittelwertunterschied der Druckfestigkeitsergebnisse von Bohrkernen, die aus der "Helmstedter" Stahlsteindecke entnommen worden waren, kann wie folgt erklärt werden:

	Stahlsteindecke "Helmstedt"		Stahlsteindecke "Göttingen"	
	 zur Deckenbewehrung	 └ zur Deckenbewehrung	 zur Deckenbewehrung	 └ zur Deckenbewehrung
Mittelwert der Rohdichte ρ (kg/m ³)	1894	1945	2337,6	2266
Variationskoeffizient (%)	2,7	2,3	1,0	2,2
Mittelwert der Druckfestig- keit an Bohrkernen ϕ 50 mm β_{C50} (MN/m ²)	6,6	9,0	61,8	39,9
Prüfkörperanzahl	26	14	21	11
Variationskoeffizient (%)	17,9	8,8	9,3	27
Würfelfestigkeit (MN/m ²) β_{W200} aus $\beta_{W200} = 0,9 \cdot \beta_{C50}$	5,9	8,1	55,6	35,97
5 %-Fraktile von β_{W200} (MN/m ²)	4,1	6,7	46,16	15,6
Betonfestigkeitsklasse gemäß DIN 1045, Abschnitt 6.5.1	< B 5	B 5	B 45	B 15

Tabelle 01: Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an Betonbohrkernen, die aus dem Rippenbeton der Stahlsteindecken erbohrt worden waren

Bei der Untersuchung des Deckenquerschnittes wurde eine Betonierfuge in der Druckbetonschicht festgestellt (Bild 31), die auf die Einbringung des Betons in zwei zeitlich versetzten Arbeitsschritten schließen läßt. Offenbar waren die Rippen der Stahlsteindecke in einem ersten Arbeitsgang betoniert worden und die Erhärtung des Betons zum Zeitpunkt der Aufbringung der Druckbetonschicht bereits weit fortgeschritten. Demzufolge war eine Verbindung beider Betonschichten nur bedingt möglich. Dies hat sich bei Bohrkernen, die parallel zur Deckenspannrichtung entnommen worden waren, festigkeitsmindernd ausgewirkt. Aufgrund des geringeren Haftverbundes zwischen Zementmatrix und Zuschlagskorn im Bereich der Betonierfuge ist auch die aufnehmbare Querzugspannung kleiner als bei homogenen Betonkörpern.

Überzeugende Gründe für die Druckfestigkeitsunterschiede von Bohrkernen, die aus der "Göttinger" Stahlsteindecke entnommen worden sind, können nicht angegeben werden. Eine Betonierfuge konnte hier nicht festgestellt werden.

Es wurde jedoch nachgewiesen, daß die Druckfestigkeit von Bohrkernen, die senkrecht zur Deckenebene aus Stahlsteindecken entnommen worden sind, keine Rückschlüsse auf die Druckfestigkeit in Richtung der Wirkungslinie der Betondruckkraft des Biegequerschnittes zulassen.

E-Modulprüfungen wurden nur an Bohrkernen durchgeführt, die aus den "Göttinger" Deckenelementen erbohrt worden waren. Aus den "Helmstedter" Stahlsteindecke konnten aufgrund der geringen Festigkeit des Betons keine Bohrkern mit einem h/d-Verhältnis von 2 entnommen werden. Auf E-Modulprüfungen mußte daher verzichtet werden.

Die nach DIN 1048 Teil 1, Abschnitt 4.8 durchgeführten Prüfungen ergaben einen Mittelwert des E-Moduls des "Göttinger" Deckenbetons von

$$E_0 = 22.000 \text{ N/mm}^2.$$

Zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe des Deckenbetons wurden die Querschnittsflächen gesondert entnommener Probestücke der Stahlsteindecken mit Phenolphthalein eingesprüht. Die zunächst farblose Indikatorlösung verfärbt sich oberhalb eines ph-Wertes von 9,5 violettrot. Unterhalb dieses ph-Wertes der Wasserstoff-Ionenkonzentration in der Porenlösung des Zementsteines verliert Beton seine korrosionsschützende Wirkung auf die Bewehrung. Dies ist im Bereich unverfärbt gebliebener Querschnittsbereiche der Fall. Die Bilder 05 und 06 zeigen die untersuchten Querschnittsflächen der "Helmstedter" und "Göttinger" Probekörper.

Der Beton der "Helmstedter" Stahlsteindecke war nahezu vollständig durchkarbonatisiert. Die Karbonatisierungsfront des "Göttinger" Deckenbetons wurde ca. 1 cm von dem Querschnittsrand entfernt festgestellt. Die Bewehrung war nur in einigen Querschnittsbereichen durch das alkalische Milieu des ungebundenen Betons vor Korrosion geschützt. In Fällen, in denen sich kein Beton zwischen Bewehrung und den Deckensteinen befand, war mit verstärkter Korrosion des Betonstahles zu rechnen.



Bild 05: Karbonatisierung des Deckenbetons der "Helmstedter" Stahlsteindecke



Bild 06: Karbonatisierung des Deckenbetons der "Göttinger" Stahlsteindecke

2.3.2 Deckenziegel

Eine Klassifizierung der Deckenziegel nach DIN 4159 bzw. DIN 4160 durch Druckfestigkeitsprüfungen und Rohdichtebestimmungen der Deckensteine, konnte nicht durchgeführt werden. Versuche, einzelne Deckenziegel aus der Stahlsteindecke zu entnehmen, schlugen fehl. Die Deckensteine waren entweder zu porös und brüchig ("Helmstedt") oder ihr Verbund mit dem umgebenden Beton zu gut ("Göttingen"), um sie ohne nennenswerte Beschädigungen aus ihrem Verband herauslösen zu können. Daher wurden nur ihre äußeren Abmessungen und ihre Gestaltsmerkmale festgestellt. In Bild 07 sind die Deckenziegel der Stahlsteindecken aus Helmstedt und Göttingen dargestellt.

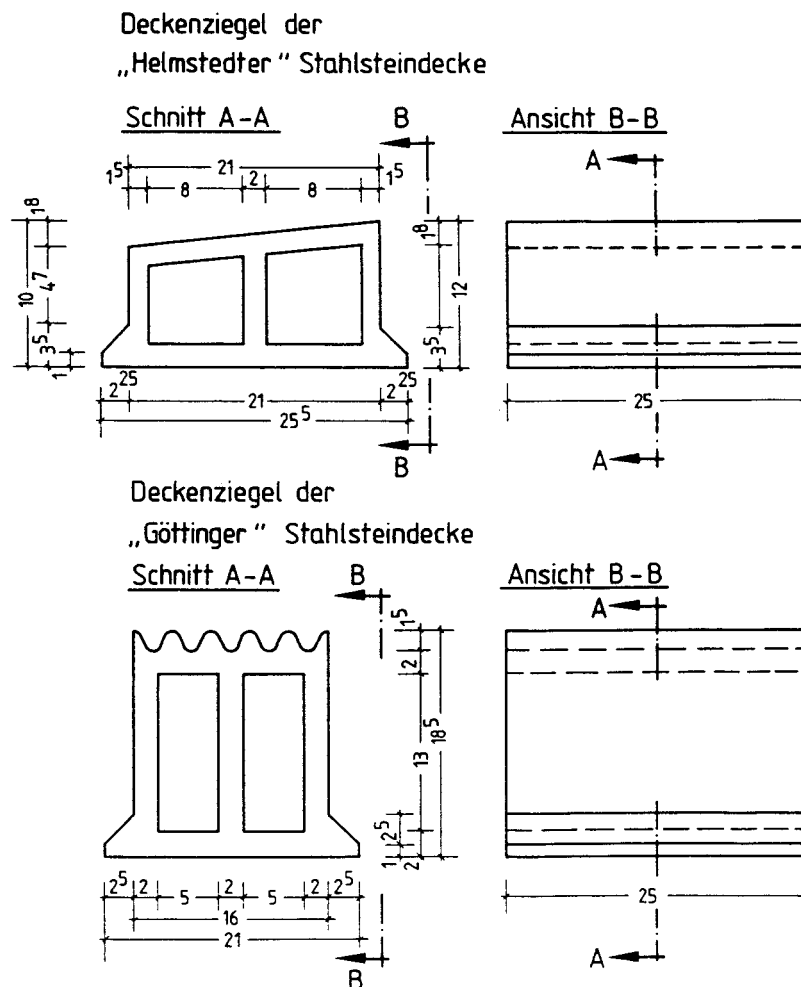


Bild 07: Deckenziegel der "Helmstedter" und "Göttinger" Stahlsteindecken

Aufgrund ihrer Abmessungen und ihrer Querschnittsform, sind beide Deckenziegeltypen als statisch nicht mitwirkend einzustufen.

2.3.3 Betonstahl

Es wurden jeweils 4 Stahlproben von ca. 40 cm Länge aus den "Helmstedter" und "Göttinger" Stahlsteindecken entnommen. Sie wurden zunächst fotografiert, ihre Querschnittsabmessungen ermittelt und ihr Korrosionsgrad nach Augenschein beurteilt. In den Bildern 32 und 33 sind einzelne Stahlproben dargestellt.

Alle Stahlproben hatten einen runden Querschnitt, eine glatte Oberfläche und einen Querschnittsdurchmesser von 10 mm mit herstellungsbedingten Maßabweichungen von bis zu 5 %. Nennenswerte Querschnittsschwächungen der Bewehrung infolge Korrosion, konnten nicht festgestellt werden. Allerdings waren aus der "Helmstedter" Stahlsteindecke stammende Stahlproben stärker korrodiert als die in Göttingen entnommenen Betonstähle. Alle Stähle wiesen äußerliche Merkmale einer abtragenden Stahlkorrosion auf. Bei dieser Korrosionsform handelt es sich um einen Vorgang, bei dem größere zusammenhängende Bereiche der Stahloberfläche korrodieren. Der Rostabtrag findet in parallelen Ebenen zur Oberfläche statt. Dies ist die übliche Form bei Korrosion nicht geschützter Stahloberflächen, wenn sie der Witterung ausgesetzt sind oder durch Karbonatisierungskorrosion beansprucht werden.

In Tabelle 17 sind die Ergebnisse von Zug- und E-Modulprüfungen der Betonstahlproben zusammengestellt. Es wurde ein Elastizitätsmodul in Höhe von $E_s = 206\,000\text{ N/mm}^2$ ermittelt. Das Verhältnis von Streckgrenze zu Zugfestigkeit R_e/R_m betrug bei den Stahlproben aus Helmstedt i.M. $390/522\text{ N/mm}^2$ und bei Stahlproben aus Göttingen $405/583\text{ N/mm}^2$.

Der Betonstahl der Biegebewehrung der Helmstedter und Göttinger Stahlsteindecken war hinsichtlich ihrer mechanischen Eigenschaften der Klasse I nach DIN 488 (alt) zuzuordnen. Es handelt sich demnach um einen BSt 240/340 GU.

2.4 Schadensbeurteilung

Der bauliche Zustand der Göttinger Stahlsteindecke läßt sich wie folgt zusammenfassen:

- Der überwiegende Teil der Biegebewehrung befindet sich an der Grenzlinie oder im Bereich des karbonisierten Rippenbetons. Das korrosionshemmende alkalische Milieu in der Umgebung der Bewehrungsstähle ist nur noch teilweise feststellbar. Bei korrosionsfördernden Umweltbedingungen ist mit fortschreitender Korrosion der Bewehrung zu rechnen, was die Dauerhaftigkeit der Deckenkonstruktion erheblich beeinträchtigen kann.
- Parallel zur Auflagerlinie der Decken verlaufende Risse können sich traglastmindernd auf die Deckenkonstruktion auswirken.

Der Umfang der Schäden an den Helmstedter Stahlsteindecken war wesentlich größer als bei den Decken in Göttingen:

- Die unter Volumenvergrößerung entstandenen Korrosionsprodukte an der Biegebewehrung der Decken, haben zu großflächigen Abplatzungen an den Deckensteinen geführt. Nicht herabgefallene Ziegelschalen der Deckensteine sind porös und ohne festen Verbund zu angrenzenden Deckensteinen.
- Trotz umfangreicher Sicherungsmaßnahmen waren an den Versuchskörpern während ihres Ausbaus und Transportes in die Versuchshalle in Querrichtung der Plattenstreifen verlaufende Risse entstanden. Es wurde zunächst versucht, diese Risse kraftschlüssig zu verpressen. Da das Injektionsgut in das Innere der Hohlkörperdecke lief, ohne die Risse zu schließen, wurde von der Durchführung weiterer Rißinjektionen abgesehen. Es war daher erforderlich, die Tragwirkung der Deckenplatten durch Aufbringung einer zusätzlichen Druckbetonschicht wieder herzustellen.

2.5 Sanierungskonzept und Durchführung der Sanierungsmaßnahmen

Bei der Entwicklung eines Sanierungskonzeptes war zu berücksichtigen, daß durch die Sanierungsmaßnahmen eine Wiederherstellung der ursprünglichen Trageigenschaften oder - falls möglich - eine Steigerung der Tragfähigkeit der Stahlsteindecken erreicht wird. Grundlage für die Auswahl von Sanie-

rungsmaßnahmen waren die Ergebnisse der in Abschnitt 2.3 beschriebenen Materialuntersuchungen.

Bei den Materialuntersuchungen war festgestellt worden, daß der Beton der "Helmstedter"-Deckenelemente eine vergleichsweise geringe Druckfestigkeit besaß. Die tragfähigkeitsmindernde Wirkung der Risse im Druckbeton der Decken war durch konstruktive Maßnahmen auszugleichen. Die Sanierungsmaßnahmen der Helmstedter Deckenelemente sollten daher in erster Linie die Tragfähigkeit der Biegedruckzone der Decken erhöhen. Aus diesem Grund wurde auf der Deckenoberseite der Helmstedter Deckenelemente eine zusätzliche Druckbetonschicht aus

- Verbundestrich (He 1),
- micro-silica-modifiziertem Beton (He 2) oder
- herkömmlichem Fließbeton (He 3)

aufgebracht. Die Deckensteine der in Helmstedt entnommenen Deckenplatten waren porös und brüchig. Sie waren daher nicht in der Lage, das Eigengewicht an der Deckenunterseite anzubringender Ergänzungsschichten aus Spritzbeton oder Schubbeanspruchungen aus äußeren Lasten aufzunehmen. Die Deckenziegel waren daher so weit wie möglich zu entfernen. Danach wurde an der Deckenunterseite jeweils eine Querschnittsergänzungsschicht aus Micro-silica-Spritzmörtel angeordnet, die eine zusätzliche Biegebewehrung aus Betonstahlgewebe (He 1 und He 3) oder Betonstabstahl (He 2) enthielt. Im Regelfall sollte eine ebene Deckenunterseite erreicht werden. Dies setzt einen erheblichen Bedarf an Spritzmörtel zum Ausgleich sämtlicher Unebenheiten voraus, wodurch das Deckeneigengewicht wesentlich erhöht wird. Daher wurde bei der Deckenplatte He 1 im Bereich der abgeschlagenen Deckensteine Einzelstreifen aus zementgebundenen Holzwolle-Leichtbauplatten angeordnet. Die Rippen des Versuchskörpers He 2 wurden wellenartig eingespritzt, nachdem hier zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit zusätzlich Steckbügel angeordnet worden waren. Auf eine ebene Deckenunterschicht wurde bei He 2 verzichtet.

Der Druckbeton der "Göttinger"-Deckenelemente besaß eine vergleichsweise hohe Druckfestigkeit. Auf die Anordnung einer neuen Druckbetonschicht wurde

daher verzichtet. Die Deckenziegel waren in einem guten Zustand. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit dieser Decken, konnten daher Verstärkungsmaßnahmen ausgewählt werden, die die Anbringung von Ergänzungsbauteilen direkt unter die Deckenziegel vorsehen. Hierzu wurden geklebte Stahllaschen (Gö 1), stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten aus PCC-Spritzmörtel (Gö 2) oder betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten aus micro-silica-modifiziertem Spritzmörtel verwendet (Gö 3). Zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit des Versuchskörpers Gö 3 wurden die Hohlkammern der Deckensteine mit einem quellfähigen Füllbeton gefüllt.

Bei der Durchführung von Sanierungsarbeiten an Stahlbetonbauteilen sind im Regelfall Maßnahmen des vorbeugenden Korrosionsschutzes durch Verwendung geeigneter Betoninstandsetzungssysteme erforderlich. Hierauf wurde bei der Sanierung der Stahlsteindecken verzichtet, da Maßnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit von Bauteilen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens, von untergeordneter Bedeutung waren.

Tabelle 02 enthält eine Übersicht über die durchgeführten Verstärkungsmaßnahmen der "Göttinger" und "Helmstedter" Deckenplatten.

Verstärkungsumfang		Versuchskörper 1)					
		He 1	He 2	He 3	Gö 1	Gö 2	Gö 3
Querschnitts- ergänzung	Druckzone	Verbundestrich $d_e = 6,0 \text{ cm}$	HS-Beton $d_e = 7,0 \text{ cm}$	Fließbeton $d_e = 10,0 \text{ cm}$	-	-	-
	Zugzone	MS-Spritzmörtel 2)	MS-Spritzmörtel 2)	MS-Spritzmörtel 2)	-	PCC-Stahlfaser- spritzmörtel $d_e = 5,0 \text{ cm}$	MS-Beton $d_e = 5,0 \text{ cm}$
	Decken- ziegel	entfernt	entfernt	entfernt	-	-	Quellbeton
Untergrundvorbehand- lung durch Sand- strahlen		ja	ja	ja	ja	ja	ja
Zusatz- bewehrung	Druckzone	nein	konstruktiv	nein	-	-	-
	Zugzone	R 188	2 x $\emptyset 8 \text{ IV}$ je Rippe	R 188	Stahllaschen St 37.2, 2 x 30/3 je Rippe	Stahlfasern Typ Dramix ZC30/.50 $V_f = 1,0 \text{ Vol.-%}$	K 884
	Rippen	-	Bügel $\emptyset 6 \text{ IV}$ $e = 25 \text{ cm}$	-	-	-	-

1) Die Deckenplatten He 0 und Gö 0 wurden als Vergleichskörper unverstärkt geprüft

2) Schichtdicke: siehe Detailzeichnungen Bild 37 bis 39

Tabelle 02: Durchgeführte Verstärkungsmaßnahmen der Stahlsteindecken

Die Bilder 34 bis 39 zeigen den Querschnittsaufbau der verstärkten Stahlsteindecken.

3.0 Untersuchungsprogramm und Beschreibung der Prüfeinrichtung

3.1 Beschreibung der Prüfeinrichtung zur Untersuchung der Stahlsteindecken

Bei der Konzipierung der Prüfeinrichtung waren folgende Anforderungen zu berücksichtigen:

- Die Belastung soll in vertikaler Richtung senkrecht zur Deckenebene aufgebracht werden. Hierbei kann die gleichmäßig verteilt wirkende Deckenbelastung bei einachsig lastabtragenden Bauteilen durch zwei Einzellasten in einem Abstand von einem Viertel der Systemlänge von den Auflagern entfernt ersetzt werden.
- Der Lastabtrag der vertikalen Belastung erfolgt einachsig.
- Die Auflagerausbildung für die Prüfkörper soll eine gelenkige Lagerung der Decken ermöglichen.

Bild 40 zeigt den Versuchsaufbau bei der Prüfung der Stahlsteindecken in vereinfachter Darstellung. Zur Erzielung einer schneidenlagerartigen Auflagerung der Versuchskörper wurden Stahlrollen- bzw. Stahlhalbrollenlager verwendet.

3.2 Untersuchungen an verstärkten Stahlsteindecken

3.2.1 Abmessungen und Belastung der Prüfkörper

Es wurden Prüfkörper mit einer Breite von 82 cm (Gö 0 bis Gö 3) bzw. 77 cm (He 0 bis He 3) untersucht; ihre Gesamtlänge betrug 3,0 m bzw. 3,60 m. Die Dicke der verstärkten Deckenelemente variierte je nach Verstärkungsumfang zwischen 19 cm und 31 cm. Die genauen Abmessungen der verstärkten und unverstärkten Deckenplatten sind der Tabelle 18 zu entnehmen.

Die Belastung der Versuchskörper erfolgte durch zwei Einzellasten. Ihr Abstand vom Deckenaufleger - im folgenden Schubabstand a genannt - betrug $1/4$ der Stützweite l . Der Schubabstand a definiert jene Strecke, mit der die

maximale Querkraft Q_{\max} zu multiplizieren ist, um das maximale Biegemoment M_{\max} zu berechnen. Es ist

$$a = \frac{M_{\max}}{Q_{\max}}$$

Bei einer Gleichstreckenlast mit

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

und

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2}$$

beträgt

$$a = \frac{l}{4}$$

Die Schubslankheit λ eines Bauteils ist definiert durch das Verhältnis von Schubabstand a zu statischer Höhe des Tragquerschnittes. Es ist

$$\lambda = \frac{a}{h}$$

Von Stahlbetonbauteilen ist bekannt, daß ihre Querkrafttragfähigkeit bei Schubslankheiten $\lambda \leq 2,5$ überproportional zunimmt. Da ein Schubversagen der Deckenplatten nicht ausgeschlossen werden sollte, war zu berücksichtigen, daß die vorhandene Schubslankheit der belasteten Versuchskörper den Zahlenwert von 2,5 nicht unterschreitet.

Die vertikale Belastung der Prüfkörper wurde schrittweise bis zum Eintreten des Bruches gesteigert und die Meßwerte jeder Laststufe protokolliert. Verformungen aus Eigengewicht der Versuchskörper wurden meßtechnisch nicht berücksichtigt.

3.2.2 Versuchsprogramm

Es wurden insgesamt 8 Plattenstreifen untersucht. Von den Helmstedter und Göttinger Stahlsteindecken wurde jeweils ein Deckenelement als Vergleichskörper im unverstärkten Zustand geprüft (He 0 und Gö 0).

Die Mischungsrezepturen sämtlicher betonartiger Sanierungsbaustoffe sind, sofern es sich um im Labor hergestellte Mörtel oder Betone handelt, in den Tabellen 19 bis 21 zusammengestellt. Der PCC-Mörtel zur Herstellung des PCC-Stahlfaserspritzmörtels, wurde als Werk trockenmörtel angeliefert und nach Zusatz von gekröpften Stahlfasern ($l/d = 60$; $V_f = 1,0 \text{ Vol-\%}$) von einem Anwendungstechniker der Herstellerfirma verarbeitet. Die Tabellen 22 bis 32 enthalten Angaben zu den Frischmörteleigenschaften des PCC-Mörtels ohne Faserzusatz aus /3/. In Tabelle 33 sind die Frischmörteleigenschaften der übrigen betonartigen Sanierungsbaustoffe zusammengesetzt. Die Arbeiten zur Herstellung der Querschnittsergänzungsschichten aus micro-silica-modifizierten Betonen wurden von einem Spezialunternehmen ausgeführt. Die Mischungsrezeptur wurde nicht bekanntgegeben.

3.3 Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung mechanischer Kennwerte der Sanierungsbaustoffe

3.3.1 Betonartige Werkstoffe

Zur Ermittlung von Werkstoffkennlinien, die für die rechnerische Überprüfung gemessener Traglasten und Durchbiegungen benötigt werden, wurden Probekörper aus

- Verbundestrich (für He 1),
- PCC-Stahlfaserspritzmörtel (für Gö 2),
- micro-silica-modifiziertem Spritzmörtel und Beton (für He 1 bis He 3; Gö 3),
- Fließbeton (als Druckbeton für He 3) und
- Quellbeton (als Füllbeton für Gö 3)

auf ihre Druckfestigkeit, zentrische Zugfestigkeit, Biegezugfestigkeit und ihren Elastizitätsmodul untersucht. Die Probekörper wurden entweder separat hergestellt oder aus Spritzproben geschnitten bzw. erbohrt. Dabei wurde beachtet, daß die Belastung der Prüfkörper im Prüfstand in der gleichen Wirkungsrichtung erfolgen konnte, wie sie bei der Beanspruchung der Deckenplatten auftritt.

Einige Materialprüfungen sollten weg-geregelt ausgeführt werden; mindestens war das Last-Verformungsverhalten der Mörtel und Betone bis zum Scheitelpunkt der Werkstoffkennlinien zu bestimmen.

Der Umfang der Materialuntersuchungen an betonartigen Werkstoffen ist den Tabellen 34 bis 37 zu entnehmen.

3.3.2 Betonstahl und Laschenstahl St 37.2

An Reststücken der für die Zusatzbewehrung der Deckenelemente verwendeten Betonstahlmatten, Betonstahlstäbe und Stahllaschen, wurden Werkstoffprüfungen nach DIN 488 Teil 5 und DIN 17 100 durchgeführt und hierbei der Tragquerschnitt, die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul bestimmt.

4.0 Versuchsdurchführung und Prüfergebnisse

4.1 Untersuchungen an Stahlsteindecken

Es wurden 2 unverstärkte (He 0; Gö 0) und 6 verstärkte Plattenstreifen (He 1 ... He 3; Gö 1 ... Gö 3) geprüft. In jedem Versuch wurden folgende Meßgrößen je Laststufe ermittelt:

- Vertikalbelastung F (kN) über Kraftmeßdosen bzw. Federkraftmanometer,
- Durchbiegung der Deckenplatten w_i (mm) über induktive Weggeber,
- Dehnungen auf der "Zugseite" der Plattenstreifen ε_i (‰) über induktive Weggeber,
- Dehnungen der alten und neuen Betonstahlbewehrung bzw. der geklebten Stahllaschen ε_s (‰) über DMS,
- Dehnungen und Stauchungen ε_i (‰) verschiedener Querschnittsfasern im Bereich der alten und neuen Querschnittsschichten durch DMS und induktive Weggeber,
- Relativverschiebungen Δu (mm) zwischen alten und neuen Querschnittsschichten.

Die Meßbasis der induktiven Weggeber betrug 20 cm.

Die Anordnung der Meßgeräte ist den Meßstellenbelegungsplänen der Bilder 41 bis 44 zu entnehmen.

Die Biegelinien wurden mit Hilfe der in verschiedenen vertikalen Meßebenen gemessenen Einzelwerte der Durchbiegungen konstruiert (Bilder 45 bis 52). Die aus den Mittendurchbiegungen des unverstärkten Versuchskörpers He 0 konstruierte Last-Durchbiegungslinie, verläuft im Gegensatz zu der von Gö 0 bis zum Bruch nahezu linear. Eine Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension-stiffening) ist nicht erkennbar. Dies ist auf die erhebliche Vorschädigung von He 0 zurückzuführen, die den Verbund zwischen der Biegebewehrung und dem Rippenbeton beeinträchtigt. Bei allen übrigen

Plattenstreifen wurde ein nichtlinearer Last-Durchbiegungsverlauf in Plattenmitte festgestellt, was auf Verbund zwischen Bewehrung und umgebenden Beton der Ergänzungsschichten schließen läßt. Dies kann als Hinweis für den Sanierungserfolg gewertet werden.

Der Verlauf, der auf der alten und neuen Biegebewehrung bzw. Stahllaschen oder an der Oberfläche der stahlfaserverstärkten Querschnittsergänzungsschicht gemessenen Dehnungen zeigen die Bilder 53 bis 60. Ebenso sind hierin die Verläufe der gemessenen Stauchungen der äußeren Querschnittsfaser der Biegedruckzone enthalten. Dehnungen und Stauchungen der Versuchskörper verlaufen nicht in allen Fällen affin zur Biegemomentenlinie, was bei den Helmstedter Versuchskörpern auf einen Altriß in Plattenmitte zurückzuführen ist. An anderen Prüfkörpern (Gö 0; Gö 1 und Gö 2) wird hierdurch ein beginnender Schubbruch angezeigt.

Bild 61 zeigt die gemessenen Bügeldehnungen des Versuchskörpers He 2. Wie an bügelbewehrten Stahlbetonbalken nehmen die Dehnwerte erst bei höheren Prüfkörperbelastungen überproportional zu. Dies ist auf Rißverzahnungs- und Verdübelungseffekte zurückzuführen, die bei vergleichsweise geringen Rißweiten das Schubtragverhalten der Versuchskörper mit bestimmen. Mit zunehmender Rißaufweitung nimmt ihr Einfluß ab und die Schubbügel werden höher beansprucht. Die Fließgrenze des Betonstahls der Schubbügel wurde nicht erreicht.

Krümmungen k_i (1/km) und in verschiedenen Schichten des Tragquerschnittes in Deckenplattenmitte gemessene Dehnungen ε_i (‰) sind in den Bildern 62 bis 69 dargestellt. Im ungerissenen Zustand wurde ein linearer Dehnungsverlauf über den gesamten Verbundquerschnitt festgestellt. Im Zustand II wurden die Krümmungen aus den Dehnungen von Biegebewehrung bzw. Stahlfasermörtel und den in der Biegedruckzone gemessenen Stauchungen berechnet. Die nichtlineare Zunahme der Krümmung in Deckenplattenmitte verdeutlicht die zunehmende Rotation des mittleren Deckenbereiches, wie sie sich bei allmählicher Ausprägung eines plastischen Gelenkes durch Rißbildung einstellt. Man erkennt weiterhin, daß mit Ausnahme von Gö 1 an allen verstärkten Deckenplatten die Stahldehnungen der neuen Bewehrungen die Fließgrenze überschreiten. Die Stahlzugtragfähigkeit der Biegebewehrung wird somit voll ausgenutzt. Der Prüfkörper Gö 1 versagte frühzeitig durch Schubbruch. Die

dort angeordneten Stahllaschen endeten ca. 20 cm vor den Deckenauflagern. Somit war die Schubtragfähigkeit des unverstärkten Versuchskörpers für die Höhe der erreichbaren Traglast maßgebend.

Relativverschiebungen Δu nennenswerter Größe zwischen den einzelnen Querschnittsschichten wurden nur bei He 1 gemessen (Bild 70). Sie nahmen ab einer Belastung in Höhe von 87 % der Bruchlast überproportional zu. An allen übrigen Deckenplatten wurden vernachlässigbar kleine Relativverschiebungen gemessen. Es war daher von starrem Verbund der einzelnen Querschnittsschichten auszugehen.

Die Bilder 71 bis 78 zeigen Rißverläufe der geprüften Stahlsteindeckenplatten. Gute Rißverteilungen auf der Unterseite der Versuchskörper wurden an Deckenelementen festgestellt, die durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt worden waren. Dies läßt auf eine Übertragung von Zugkräften in den Ergänzungsschichten auch bei größeren Dehnungen schließen. Bei dem Prüfkörper Gö 2, der durch eine stahlfaserbewehrte Querschnittsergänzungsschicht aus PCC-Spritzmörtel verstärkt worden war, ist die Rißverteilung noch befriedigend. Die laschenverstärkten Plattenstreifen Gö 1 zeigen deutliche Schubrisse außerhalb des Wirkungsbereiches der Stahllaschen. An unverstärkten Deckenelementen wurde eine unbefriedigende Rißverteilung festgestellt. Dort waren konzentrierte Risse im Bereich der Stoßfugen der Deckensteine zu erkennen.

Verstärkte Stahlsteindecken, deren zusätzlich angeordnete Bewehrung nicht bis hinter die Auflagerlinie geführt wurde, versagten durch Schubbruch. Dies wurde bei den Versuchskörpern Gö 1 und Gö 3 durch Altrisse in den auflagernahen Deckenbereichen begünstigt. Altrisse sind daher bei der Sanierung von Stahlsteindecken grundsätzlich durch eine Zusatzbewehrung zu überdecken.

In Tabelle 03 sind die wichtigsten Versuchsergebnisse zusammengefaßt.

Das Bild 08 zeigt Säulendiagramme gemessener Traglasten der Stahlsteindecken.

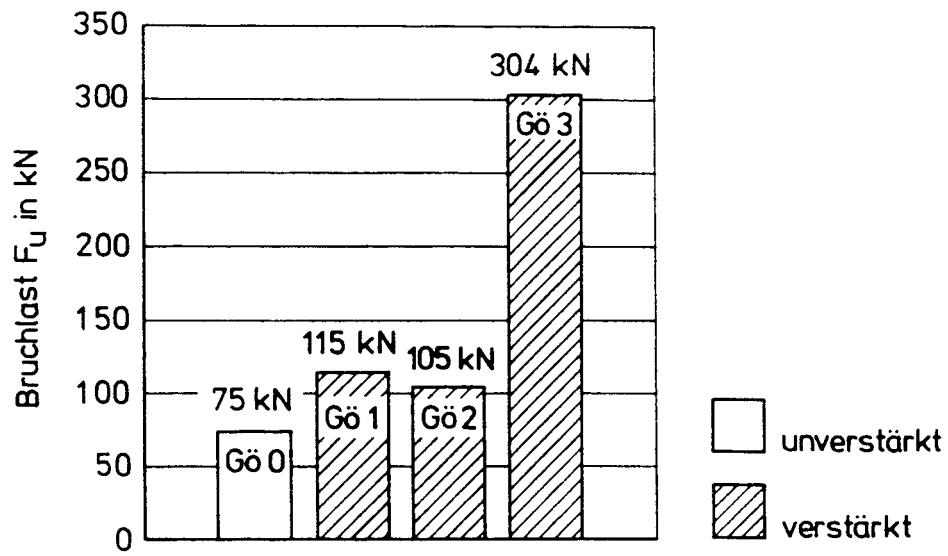
Bezeichnung		He 0	He 1	He 2	He 3	Gö 0	Gö 1	Gö 2	Gö 3
Prüfkörperbreite b_0 (m)		0,77	0,77	0,77	0,77	0,82	0,82	0,82	0,82
Systemlänge l_0 (m)		3,20	3,20	3,20	3,20	2,50	2,50	2,50	2,50
Gesamtdicke d_0 (cm)		19	29	31	31	22	22	26	27
Umfang der Deckenverstärkung	Druckzone	-	X	X	X	-	-	-	-
	Dicke d_e (cm)	-	6,0	7,0	10,0	-	-	-	-
	Zugzone	-	X	X	X	-	-	-	-
	Dicke d_e (cm)	-	1)	1)	1)	-	-	5,0	5,0
	Hohlkörperverfüllung	-	-	-	-	-	-	-	ja
Zusatzbewehrung in der Zugzone		-	R 188	2 x Ø 8 IV je Rippe Bü Ø 6 IV/25	R 188	-	Stahllaschen St 37.2 2 x 30/3 je Rippe	Stahlfasern Dramix ZC 30/50 $V_f = 1 \text{ Vol.}\%$	K 884
Zusatzbewehrung bis hinter die Auflagerlinie geführt		-	ja	ja	ja	-	nein	ja	nein
Riblast F_{Riss} (kN)		-	?	25	20	20	40	60	40
Bruchlast F_u (kN)		48	148	196	164	75	115	103	304
Mittendurchbiegung w (mm) der letzten Laststufe		27,0	16,7	21,3	13,2	14,5	7,0	7,9	10,6
Versagensart	Biegezugversagen		X	X	X	X		X	
	Biegedruckversagen	X							
	Schubversagen						X		X

1) siehe Konstruktionsdetails der Bild 37 bis 39

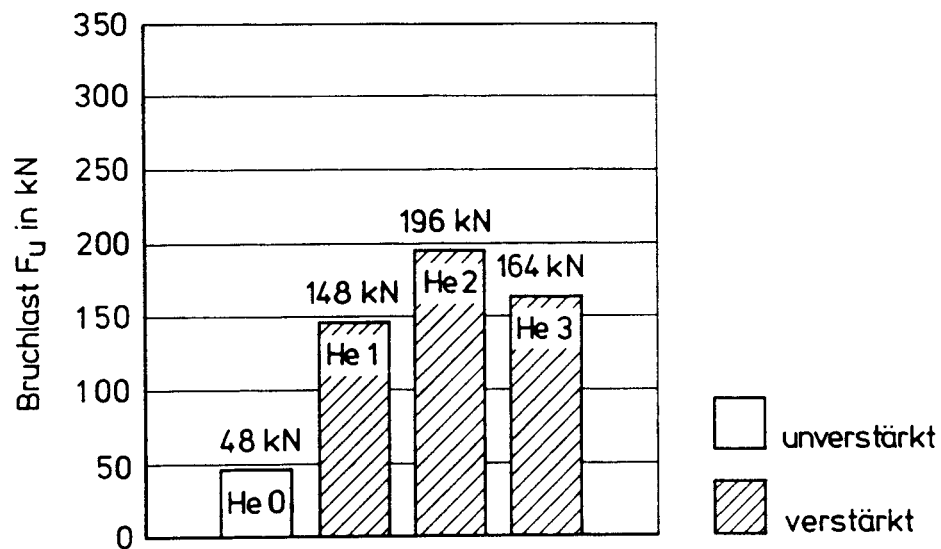
Tabelle 03: Wiedergabe ausgewählter Versuchsergebnisse

Die Tragfähigkeit der Stahlsteindecken konnte mit Hilfe der gewählten Sanierungsmaßnahmen gesteigert werden. Die Traglastserhöhung, definiert als Verhältnis der Traglasten verstärkter Deckenelemente zur Traglast des unverstärkten Vergleichskörpers, beträgt bei den Helmstedter Deckenelementen ca. 200 % bis 300 %. Bei He 1 wurde trotz vorhandener Relativverschiebungen zwischen alten und neuen Querschnittsschichten ein Laststeigerungsfaktor von 3,1 gemessen. Bei den Göttinger Deckenelementen betrug die maximale Traglastserhöhung 300 %. Die Verstärkung der Versuchskörper Gö 1 und Gö 2 ermöglicht eine Steigerung der aufnehmbaren Lasten von 46 %. Die im Vergleich zu Gö 3 geringe Traglaststeigerung von Gö 1 ist auf das vorzeitige Schubversagen dieser Versuchskörper zurückzuführen.

Auf eine Wiedergabe sämtlicher Meßwerte der einzelnen Laststufen wird verzichtet. Alle Einzelwerte sind auf Datenträgern gespeichert und stehen für weiterführende Untersuchungen zur Verfügung.



„Göttinger“ Deckenelemente



„Helmstedter“ Deckenelemente

Bild 08: Gemessene Traglasten verstärkter und unverstärkter Stahlsteindecken

4.2 Materialuntersuchungen der Sanierungsbaustoffe

4.2.1 PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Die Tabellen 04 und 05 enthalten Ergebnisse der Druckfestigkeits- und Zugfestigkeitsprüfungen an zylindrischen Prüfkörpern aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel, die durch Kernbohrungen aus Spritzproben entnommen worden waren.

Prüfkörper \emptyset (mm)	Prüfkörper- schlankheit h/d	Prüfkörper- alter (d)	Prüfkörper- anzahl n	Rohdichte ρ_{spf} (kg/dm ³)	Druckfestig- keit $\beta_{D,spf}$ (N/mm ²)
80	1,0	28	3	2,307	52,10
80	1,0	123	6	2,266	70,36

Tabelle 04: Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Prüfkörper \emptyset (mm)	Prüfkörper- schlankheit h/d (-)	Prüfkörper- alter t (d)	Prüfkörper- anzahl n (-)	Rohdichte ρ_{spf} (kg/dm ³)	Zugfestig- keit 1) $\beta_{Z(I),spf}$ (N/mm ²)
80	2,0	28	6	2,29	3,08
80	2,0	181	6	2,25	4,94

1) Zugfestigkeit im Zustand I

Tabelle 05: Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Während zusätzlicher last- und dehnungsgeregelter Druck- und Zugfestigkeitsuntersuchungen konnte neben dem E-Modul auch das Last-Verformungsverhalten des Stahlfaserspritzmörtels bestimmt werden. Der E-Modul betrug

$$E_{0,spf} = 34700 \text{ N/mm}^2$$

und ist somit etwas geriner als derjenige von nicht faserbewehrtem PCC-Spritzmörtel /15/. Das Spannungsdehnungsverhalten von PCC-Stahlfaserspritzmörtel wird in Bild 79 dargestellt.

Bild 09 zeigt Spannungsdehnungslinien von zentrisch auf Zug beanspruchten Bohrkernen. Zur Erfassung des Nachbruchverhaltens faserbewehrten PCC-Mörtels wurden die Prüfungen dehnungsgeregelt durchgeführt.

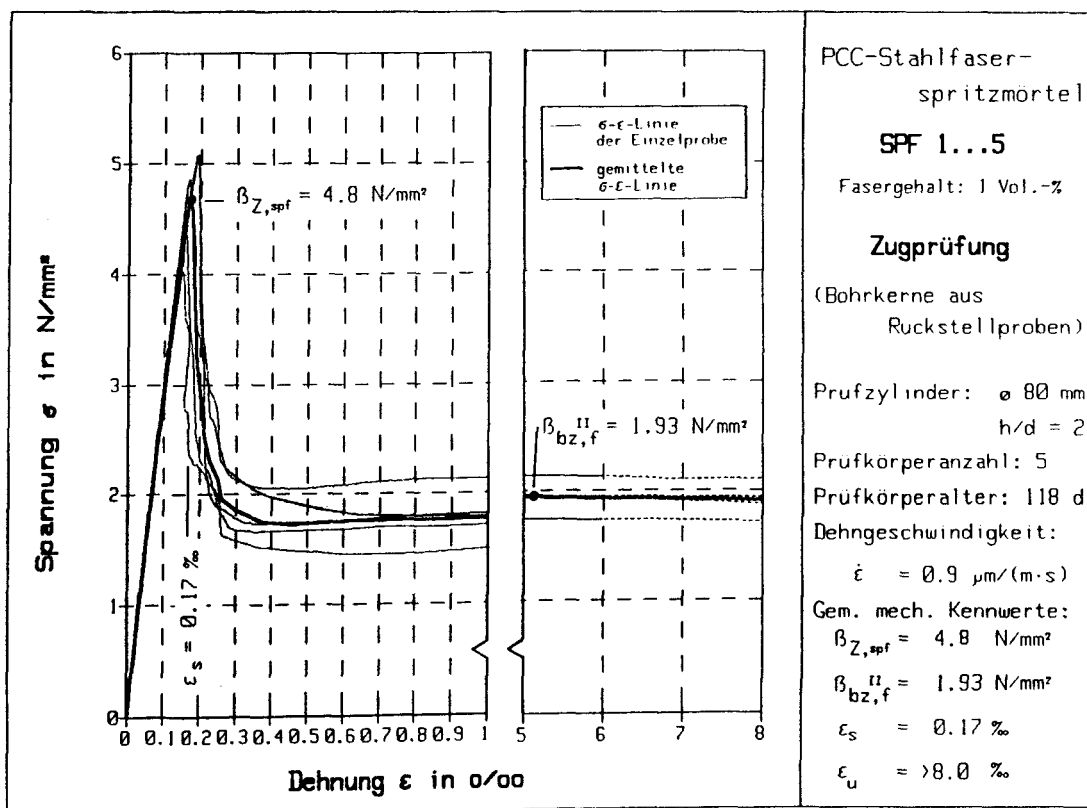


Bild 09: Spannungs-Dehnungslinien von auf zentrischen Zug beanspruchten Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Im Gegensatz zu PCC-Mörtel ohne Faserzusatz können Fasermörtel auch noch nach Überschreiten der Zugfestigkeit Zugspannungen in nennenswerter Größe

über Dehnwege von bis zu 8 ‰ übertragen. Der Mittelwert der Nachrißfestigkeit $\beta_{Z(II),spf}$ betrug 1,93 N/mm².

Tabelle 06 enthält die Ergebnisse von Biegezugprüfungen aus Spritzproben geschnittener Balken aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel. Neben dem Biegezugfestigkeitswert $\beta_{BZ(I),spf}$, der aus dem Rißmoment auf M_R und dem Widerstandsmoment im Zustand I errechnet wurde, wird auch ein äquivalenter Biegezugfestigkeitswert äqu $\beta_{BZ(II),spf}$ angegeben. Dieser wurde aus Bruchmoment $M_u = P_u \cdot e$ und dem Widerstandsmoment nach Zustand I berechnet.

Prüfkörper l/b/h (cm)	Prüfkörper- alter t (d)	Prüfkörper- anzahl n (-)	Rohdichte ρ_{spf} (kg/dm ³)	Biegezug- festigkeit $\beta_{BZ(I),spf}$ (N/mm ²)	äquivalente Biegezug- festigkeit äqu $\beta_{BZ(II),spf}$ (N/mm ²)
70/15/10	216	3	2,277	3,56	7,12
70/15/15	209	3	2,283	3,16	6,12

Tabelle 06: Ergebnisse von Biegezugfestigkeitsprüfungen aus Spritzproben geschnittener Biegebalken aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Durch die Wirkung der Stahlfasern kann die Belastung der Biegebalken auch nach einsetzender Rißbildung gesteigert werden: äqu $\beta_{BZ(II),spf}$ ist ca. doppelt so groß wie $\beta_{BZ(I),spf}$. Die Bilder 80 und 81 zeigen die zugehörigen Last-Verformungslinien der geprüften Biegebalken.

4.2.2 Micro-silica-modifizierte Mörtel und Betone (MS-Betone, MS-Mörtel)

Die Zusatzbewehrung der Deckenelemente He 1, He 2, He 3 und Gö 3, wurde mit einem micro-silica-modifizierten Spritzmörtel eingespritzt. Dem Frischmörtel war während des Mischvorganges eine Silicasuspension hinzugegeben worden, wodurch die Rückprallmenge des Spritzmörtels wesentlich verringert bzw. die Haftung des Spritzmörtels auf dem Untergrund entscheidend verbessert wird. Außerdem besitzen MS-Mörtel oder MS-Betone eine höhere Dichtigkeit und Festigkeit als herkömmliche Betone. Ebenso wird die Resistenz von Beton gegen Sulfate und Chloride durch Zugabe von Silicastaub erheblich verbessert.

Die Ergebnisse der Materialuntersuchungen an Prüfkörper aus micro-silica-modifizierten Spritzmörteln und Betonen, die separat hergestellt oder aus Spritzproben geschnitten worden waren, sind in den Tabellen 07 bis 09 zusammengestellt.

Einbauart	Prüfkörper				Eigenschaftswerte		
	Würfel 15/15/15 (cm)	Bohrkerne ø 100 h/d (-)	Prüfkörperalter t (d)	Prüfkörperanzahl n (-)	Rohdichte ρ (kg/dm ³)	Druckfestigkeit β_D (N/mm ²)	E-Modul E_0 (N/mm ²)
Handeinbau	X	-	28	3	2,39	100,3	-
	-	1,0	28	6	2,34	112,8	-
	-	1,0	112	6	2,31	100,1	-
	-	1,0	153	4	2,33	112,8	-
	-	2,0	117	6	2,32	107,1	42700
gespritzt	X	-	28	3	2,31	61,4 ¹⁾	-
	X	-	111	3	2,27	74,8 ¹⁾	-
	X	-	154	3	2,39	142,0	-
	-	1,0	28	6	2,36	96,0	-
	-	1,0	112	6	2,34	113,4	-
	-	2,0	117	6	2,35	121,6	44600

1) Prüfkörper waren während ihrer Erhärtung der Frosteinwirkung ausgesetzt

Tabelle 07: Ergebnisse von Druckfestigkeits- und E-Modul-Prüfungen an Prüfkörpern aus micro-silica-modifiziertem Spritzmörtel und MS-Ortbeton

Bohrkern ø 100 h/d (-)	Prüfkörperalter t (d)	Prüfkörperanzahl n (-)	Rohdichte ρ (kg/dm ³)	Zugfestigkeit β_Z (N/mm ²)	E-Modul E_0 (N/mm ²)
2,0	28	6	2,36	2,9	-
2,0	113	5	2,35	4,4	-
2,0	177	6	2,34	4,3	43000

Tabelle 08: Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus micro-silica-modifiziertem Spritzmörtel

Prüfkörper l/b/h (cm)	Prüfkörper- alter t (d)	Prüfkörper- anzahl n (-)	Rohdichte ρ (kg/dm ³)	Biegezug- festigkeit β_{BZ} (N/mm ²)	Druckfestig- keit β_D (N/mm ²)
16/4/4	28	3	2,35	9,1	90,2
16/4/4	90	3	2,34	10,6	124,6
70/15/15	195	3	2,36	3,15 ¹⁾	-

1) Prüfkörper waren während ihrer Erhärtung der Frosteinwirkung ausgesetzt

Tabelle 09: Ergebnisse von Biegezugprüfungen nach DIN 18555 und DIN 1048 an aus Spritzproben geschnittenen Prüfkörpern aus micro-silica-modifiziertem Spritzmörtel

Die Bilder 82 bis 86 zeigen Spannungs-Dehnungslinien aus Druck- bzw. Zugfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus MS-Spritzmörtel und MS-Beton sowie Last-Verformungslinien auf Biegezugfestigkeit geprüfter Versuchsbalken 70/15/15 cm.

Aufgrund ihrer Druckfestigkeitswerte, die nach einer Erhärtungsdauer von 28 Tagen ermittelt wurden, sind die micro-silica-modifizierten Betone der Festigkeitsklasse B 55 gemäß DIN 1045 zuzuordnen.

4.2.3 Verbundestrich

Der Tragquerschnitt des Versuchskörpers He 1 war u.a. mit einer Druckbetonschicht aus Verbundestrich verstärkt worden. Die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen von Bohrkernen, die aus Rückstellproben des Estrichmörtels erbohrt worden waren, sind in Tabelle 10 zusammengestellt.

Prüfkörper \varnothing (mm)	Prüfkörper- schlankheit h/d (-)	Prüfkörper- alter t (d)	Prüfkörper- anzahl n (-)	Rohdichte ρ (kg/dm ³)	Druck- festigkeit β_D (N/mm ²)	E-Modul E_0 (N/mm ²)
100	2,0	28	6	2,31	35,4	26400
100	2,0	77	6	2,25	42,15	-
100	2,0	77	3	2,27	41,55	29800

Tabelle 10: Ergebnisse von E-Modul- und Druckfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus Estrichmörtel

Die Bilder 87 und 88 zeigen zugehörige Spannungslinien.

4.2.4 Füllbeton der Deckenplatte Gö 3

Die Tabellen 11 und 12 enthalten Ergebnisse von Zug- und Druckfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen, die aus Rückstellproben des Füllbetons erbohrt worden waren, der zur Schließung der Hohlräume in den Deckenziegeln des Prüfkörpers Gö 3 verwendet worden war.

Bohrkern \varnothing 100 h/d (-)	Prüfkörper- alter t (d)	Prüfkörper- anzahl n (-)	Rohdichte ρ (kg/dm ³)	Zug- festigkeit β_Z (N/mm ²)	E-Modul E_0 (N/mm ²)
2,0	28	6	2,25	2,35	-
2,0	189	6	2,23	2,72	-
2,0	194	5	2,24	2,96	27800

Tabelle 11: Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus Füllbeton

Bohrkern		Prüf- körper- alter t (d)	Prüf- körper- anzahl n (-)	Rohdichte ρ (kg/dm ³)	Druck- festigkeit β_D (N/mm ²)	E-Modul E_0 (N/mm ²)
\varnothing (mm)	h/d (-)					
100	1,0	30	6	2,24	34,9	-
100	1,0	126	6	2,22	41,9	-
80	1,0	167	5	2,20	39,6	-
100	2,0	202	5	2,25	32,9	26500

Tabelle 12: Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus Füllbeton

Die Bilder 89 und 90 zeigen zugehörige Spannungslinien.

Der Füllbeton ist aufgrund seiner Druckfestigkeit nach 28 Tagen der Güteklasse B 25 von DIN 1045 zuzuordnen.

4.2.5 Aufbeton der Deckenplatte He 3

Die Biegedruckzone des Versuchskörpers He 3 war mit einer Aufbetonschicht aus Fließbeton ergänzt worden. Die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an separat hergestellten Betonwürfeln mit 15 cm Kantenlänge und von Bohrkernen, die aus Rückstellproben erbohrt worden waren, sind in Tabelle 13 zusammengestellt.

Prüfkörper				Eigenschaftswerte		
Würfel 15/15/15	Bohrkern ø 100 h/d	Prüf- körper- alter t	Prüf- körper- anzahl n	Rohdichte ρ (kg/dm ³)	Druckfestig- keit β_D (N/mm ²)	E-Modul E_0 (N/mm ²)
(-)	(-)	(d)	(-)	(kg/dm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
X	-	28	3	2,37	55,0	-
X	-	121	3	2,34	63,3	-
-	2,0	137	6	2,38	64,0	-
-	2,0	151	6	2,37	61,5	37900

Tabelle 13: Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an Prüfkörpern aus dem Aufbeton für die Stahlsteindecke He 3

Es wurde eine mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen von $\beta_{w150} = 55 \text{ N/mm}^2$ festgestellt. Dies entspricht etwa einem B 45 gemäß DIN 1045.

Die zugehörigen Spannungs-Dehnungslinien auf Druckfestigkeit geprüfter Bohrkerns sind in Bild 91 dargestellt.

4.2.6 Betonstahl und Laschenstahl

Tabelle 14 enthält Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen nach DIN 488 T 5 und DIN 17100, die an Reststücken der Betonstahlmatten und Stabstähle für die Zusatzbewehrung der Ergänzungsschichten (Versuchskörper He 1, He 2, He 3, Gö 3) und für die geklebten Stahllaschen der Deckenplatte Gö 1 durchgeführt wurden.

Bewehrung		Eingebaut in Versuchskörper	Proben-anzahl n (-)	Ist- \varnothing (mm)	E-Modul E_s (N/mm ²)	Streckgrenze R_e (N/mm ²)	Zugfestigkeit R_m (N/mm ²)	Bruchdehnung A_{10} (%)
Betonstahl-Matten	R 188	He 1	3	5,92	$1,98 \cdot 10^5$	566	594	8,9
		He 3						
	K 884	Gö 3	3	7,34	$1,98 \cdot 10^5$	582	611	8,5
Betonstabstahl	\varnothing 6 IV	He 2	3	6,14	$1,97 \cdot 10^5$	530	629	22,2
	\varnothing 8 IV	He 2	6	8,00	$2,00 \cdot 10^5$	569	686	21,5
Stahllaschen	\varnothing 30/3 St 37.2	Gö 1	3	\varnothing 29,96/3,28	$1,96 \cdot 10^5$	343	455	29,6

Tabelle 14: Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen an Betonstahl und Laschenstahl

Die Streckgrenze der Betonstähle variierte zwischen 530 N/mm² und 596 N/mm², die des Laschenstahls betrug 343 N/mm². Die Zugfestigkeit der Betonstähle lag zwischen 594 N/mm² und 686 N/mm². Der Laschenstahl hatte eine Zugfestigkeit von 455 N/mm².

5.0 Rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse der Deckenplatten

5.1 Statisches System und gemessene Bruchschnittgrößen

Alle Versuchskörper waren an ihrem Ende gelenkig gelagert. Für die rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse sind daher einfeldrige, beidseitig gelenkig gelagerte Plattenstreifen zu betrachten, die in ihren Viertelpunkten durch zwei Einzellasten und durch ihr Eigengewicht g belastet werden. Bild 10 zeigt die statischen Systeme der Prüfkörper.

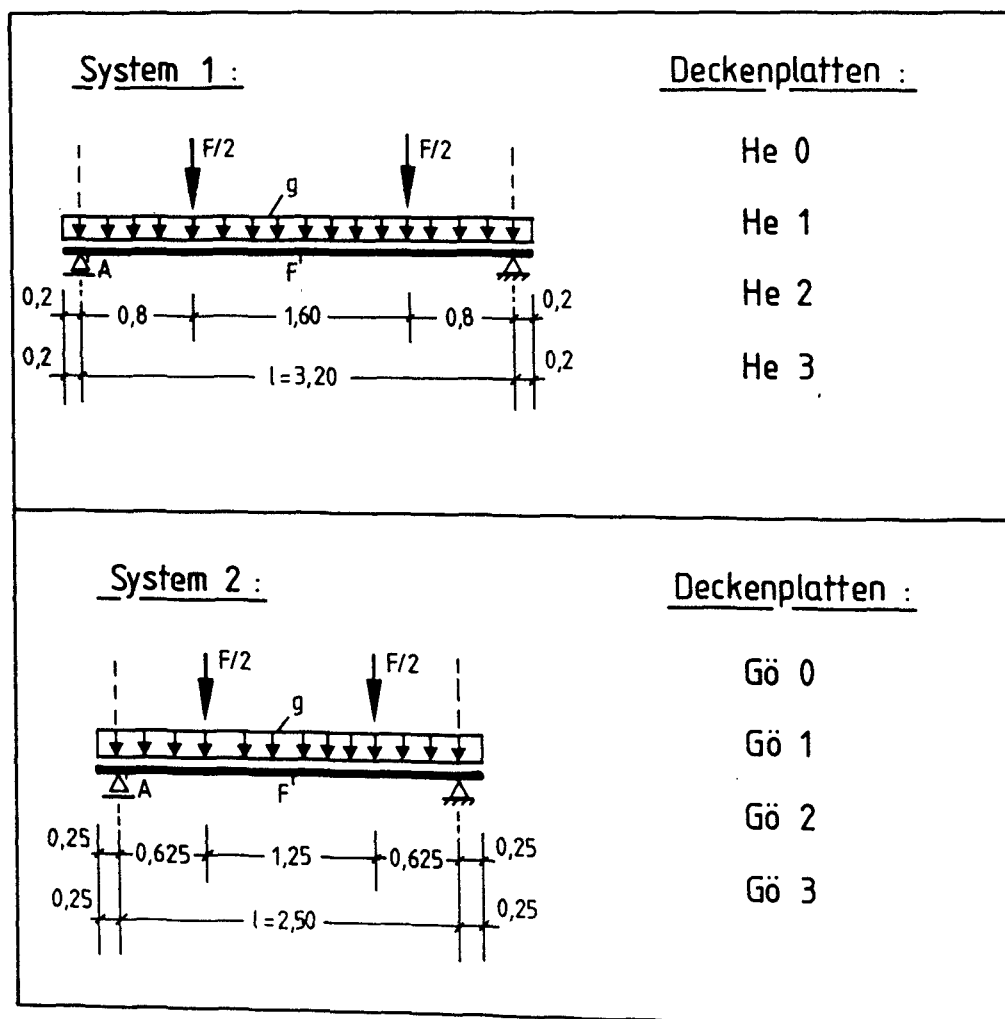


Bild 10: Statische Systeme der untersuchten Stahlsteindecken

Das Gesamtgewicht der Deckenplatten war vor Versuchsbeginn gemessen worden, so daß im Hinblick auf eine gute Übereinstimmung zwischen Meßwerten und rechnerisch ermittelten Größen das Deckeneigengewicht in die theoretischen Untersuchungen mit einbezogen werden konnte.

In der Tabelle 15 sind die aus Meßwerten ermittelten Schnittgrößen sämtlicher Prüfkörper infolge Deckeneigengewicht und äußerer Belastung aus den Pressenkräften zusammengestellt.

	He 0	He 1	He 2	He 3	Gö 0	Gö 1	Gö 2	Gö 3
Gesamtgewicht G (kg)	841	1650	1670	1860	882	902	1164,9	1375
maßgebende Belastung aus Deckeneigengewicht g (kN/m)	2,33	4,58	4,63	5,18	2,45	2,51	3,38	4,39
Belastung der letzten Laststufe aus Druckzylindern F _u (kN)	48	148	196	164	75	115	103	304
Systemlänge zwischen den Auflagern l (m)	3,20	3,20	3,20	3,20	2,50	2,50	2,50	2,50
Feldmoment M _F	aus g (kN/m)	2,94	5,77	5,83	6,53	1,81	1,86	2,53
	aus F _u (kN/m)	19,2	59,2	78,4	65,6	23,4	34,19	32,19
Querkraft Q _A	aus g (kN)	3,73	7,33	7,41	8,29	3,39	3,46	4,57
	aus F _u (kN)	24	74	98	82	37,5	57,5	51,5
Bruchmoment M _u	22,14	64,97	84,27	72,13	25,21	36,05	34,72	98,29
$\alpha = g_{(i)}/g_{(0)}^{1)}$	1	1,96	2,0	2,2	1	1,02	1,38	1,79
$\beta = M_{u(i)}/M_{u(0)}^{2)}$	1	2,93	3,80	3,26	1	1,43	1,38	3,90

1) α : Verhältnis des Deckeneigengewichtes verstärkter und unverstärkter Versuchskörper

2) β : Verhältnis der Traglastmomente verstärkter oder unverstärkter Versuchskörper infolge äußerer Belastung aus Deckeneigengewicht und Pressenkräften

Tabelle 15: Aufnehmbare Schnittgrößen der Stahlsteindecken

Die Rechenansätze zur Ermittlung der Schnittgrößen der untersuchten Plattenstreifen werden im folgenden formelmäßig wiedergegeben.

Das Biegemoment in Feldmitte errechnet sich aus

$$M_F = [g \cdot l^2 \cdot 0,125 - (0,5 F) \cdot l \cdot 0,25] - g \cdot l_k^2 \cdot 0,5$$

und die Querkraft Q_A wird bestimmt aus

$$Q_A = (0,5 F) + g \cdot l \cdot 0,5$$

Zur Verdeutlichung der Eigengewichtserhöhung der Stahlsteindecken durch ihre Verstärkung wurde der Vergrößerungsfaktor

$$\alpha = \frac{g(i)}{g(o)}$$

in Tabelle 15 aufgenommen. Es beschreibt das Verhältnis des Eigengewichts $g(i)$ des verstärkten Versuchskörpers (i) zu dem Eigengewicht $g(o)$ des unverstärkten Vergleichskörpers (He 0 oder Gö 0). Durch ihre Verstärkung erhöhte sich das Eigengewicht der "Helmstedter"-Deckenelemente um 96 % bis 220 %. Bei den "Göttinger"-Versuchskörpern variiert α zwischen 1,02 und 1,79. Der Faktor β in Tabelle 15 beschreibt die Erhöhung des Traglastmomentes durch die Verstärkung der Stahlsteindecken. Der Zahlenwert von β beträgt bei den Versuchskörpern He 2 und Gö 3 zwischen 3,8 bzw. 3,9. Bemerkenswert ist die Höhe von β bei dem Deckenelement Gö 1. Das Tragmoment von Gö 1 nimmt bei einer Eigengewichtserhöhung von nur 2 % um 43 % zu. Die Verwendung geklebter Stahllaschen zur Sanierung von Stahlsteindecken ist daher zu bevorzugen, wenn das Eigengewicht von Stahlsteindecken durch Sanierungsmaßnahmen nur geringfügig erhöht werden darf. Im Hinblick auf die Tragfähigkeit sanierter Stahlsteindecken ist jedoch festzustellen, daß die Erhöhung der Eigengewichtslasten der Decken für die Höhe der erreichbaren Traglast von untergeordneter Bedeutung ist (siehe He 2 bzw. He 3).

5.2 Biegetragfähigkeit und Verformungsverhalten von Stahlsteindecken

5.2.1 Rechenmodell

Stahlsteindecken, die durch bewehrte Ergänzungsschichten verstärkt werden, sind wegen ihres mehrschichtigen Aufbaus aus unterschiedlichen Baustoffen den Verbundbauteilen zuzuordnen. Ihr Trag- und Verformungsverhalten wird durch die mechanischen Eigenschaften der im Tragquerschnitt durch Haftverbund schubfest miteinander gekoppelten Einzelbaustoffe bestimmt. Aufgrund

des unterschiedlichen Werkstoffverhaltens dieser Baustoffe ist es zweckmäßig, den Mehrstoffquerschnitt mit Hilfe eines Elementrasters in eine größere Anzahl starr miteinander verbundener Querschnittselemente zu gliedern.

Eine Unterteilung der Deckenplatten in einzelne Stababschnitte der Länge Δx ermöglicht die Einbeziehung vertikaler Einzellasten in Form senkrecht zur Stabachse gerichteter Knotenlasten.

Aufgrund der umfangreichen Werkstoff-, Geometrie und Belastungsparameter wurde die Überprüfung der Untersuchungsergebnisse der Deckenplatten mit Hilfe eines Rechenprogramms durchgeführt. Hierfür wurde das institutseigene Programmsystem STABA-F verwendet. Einzelne Unterprogramme von STABA-F wurden im Hinblick auf eine allgemeine Formulierbarkeit von Werkstoffkennlinien den Besonderheiten flächenhaft verstärkter Stahlsteindecken angepaßt.

Zur Ermittlung der Querschnittssteifigkeit wird ein Elementraster über den Verbundquerschnitt gelegt, welches bei einfach symmetrischen Querschnitten nur bis zur z-Achse vereinbart zu werden braucht, siehe Bild 11: Elementierung des Tragquerschnittes und der Stablänge.

Die Momenten-Krümmungsbeziehungen werden punktweise für vorgegebene Krümmungen k_z bestimmt und lassen sich in Form von Momenten-Krümmungslinien (M-k-Linien) darstellen. Die Größe der Durchbiegungen bei Steigerung der Deckenlasten ist von der Form der M-k-Linie abhängig. Diese wird u.a. von

- krieche- und schwindbedingten Eigenspannungen des Verbundquerschnittes und
- der Mitwirkung der Spritzmörtelschicht auf Zug zwischen den Rissen

bestimmt. Derartige Einflüsse wurden berücksichtigt.

Voraussetzung für eine gute Übereinstimmung von Meßergebnissen und berechneten Größen ist eine wirklichkeitsnahe Simulation des Materialverhaltens der verschiedenen Einzelbaustoffe der Stahlsteindecken. Dies geschieht mit Hilfe im Rechenprogramm zu vereinbarender Werkstoffgesetze, die im folgenden Abschnitt beschrieben werden.

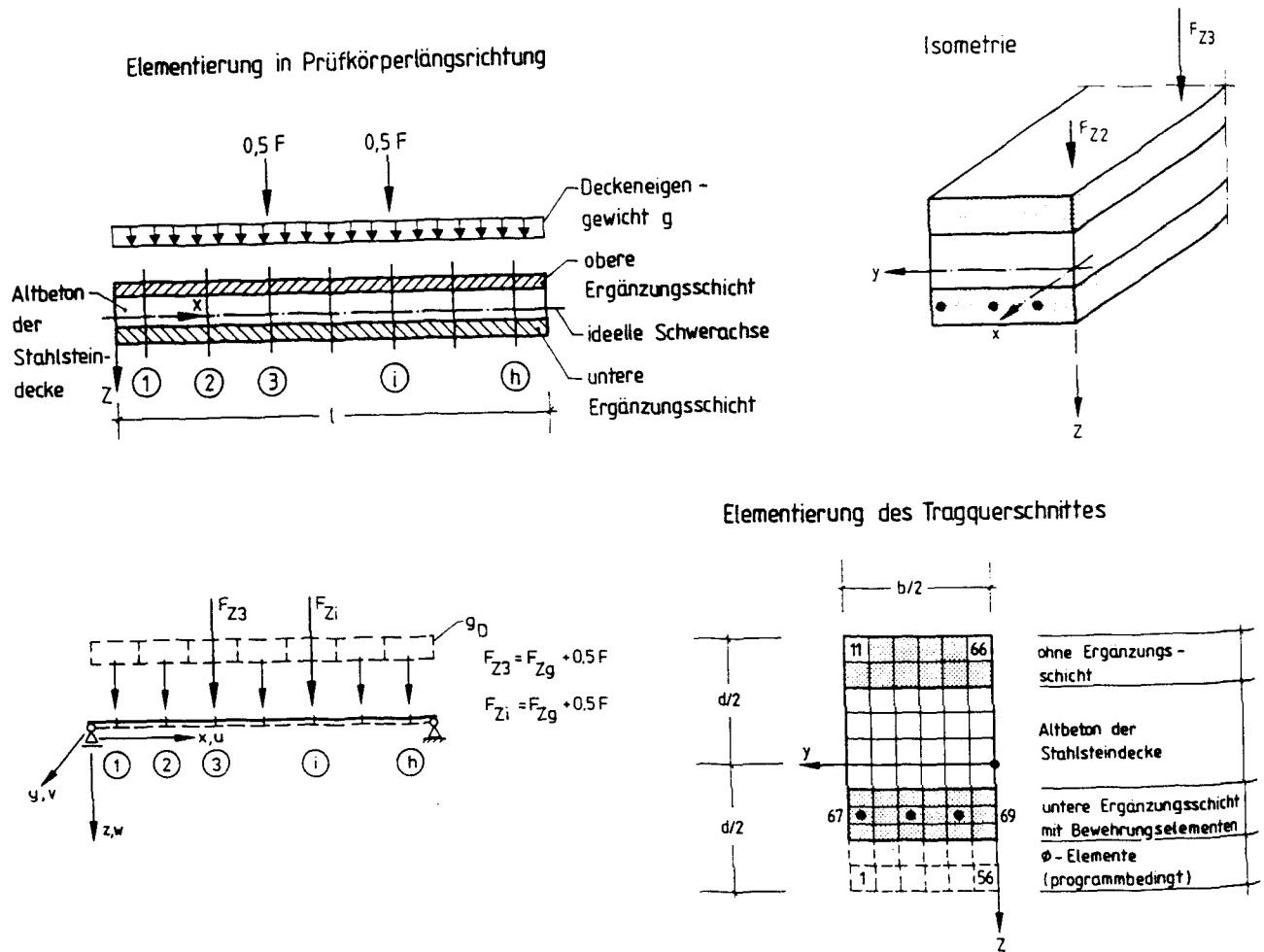


Bild 11: Elementierung einer verstärkten Stahlsteindecke für die rechnerische Überprüfung gemessener Durchbiegungen

5.2.2 Werkstoffgesetze

Grundlage für die Formulierung der Werkstoffgesetze für betonartige Baustoffe ohne Faserzusatz, PCC-Stahlfaserspritzmörtel, Betonstahl und Laschenstahl waren die in ergänzenden Untersuchungen ermittelten Spannungsdehnungslinien der verwendeten Werkstoffe. Die wichtigsten Kennwerte sind die Materialfestigkeiten bei Druck- bzw. Zugbeanspruchung, die dazugehörigen Verzerrungen und der Elastizitätsmodul. Bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse wurde angestrebt, eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen den Kurvenverläufen in Materialuntersuchungen ermittelter Spannungsdehnungslinien und für die Berechnungen verwendeter Materialgesetze zu erreichen. Hierzu wurden aus der Literatur /5...9/ geeignete Spannungsfunktionen entnommen, die auch nach Überschreitung der

Scheitelwerte der Werkstoffkennlinien das Last-Verformungsverhalten der Einzelmaterialien durch Verwendung eines "abfallenden Astes" zutreffend beschreiben.

5.2.2.1 Betonartige Werkstoffe

Zur mathematischen Beschreibung des Spannungsdehnungsverhaltens betonartiger Werkstoffe ohne Faserzusatz wurde ein nichtlinearer Rechenalgorithmus verwendet, in den die Kenngrößen Druckfestigkeit β_D , die dazugehörige Stauchung ε_S und der Ursprungsmodul E_0 eingehen. Dabei wurden für $|\varepsilon| \leq |\varepsilon_S|$ und $|\varepsilon| > |\varepsilon_S|$ unterschiedliche Ansätze gewählt.

In normierter Schreibweise mit

$$\delta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_S}$$

lautet der Rechenansatz zur Beschreibung des ansteigenden Druckspannungsverlaufs $|\varepsilon| \leq |\varepsilon_S|$

$$\sigma(\delta) = \beta_D [1 - (1 - \delta)^{n_1}]$$

Der Grad der Parabelfunktion n_1 wird durch

$$n_1 = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_S}{\beta_D}$$

$$n_1 \geq 1,0$$

$$n_1 = 1 : \text{Gerade}$$

$$n_1 = 2 : \text{quadratische Zahl}$$

bestimmt.

Für $\varepsilon_S = 2,0 \text{ ‰}$ und $n_1 = 2$ erhält man ein Werkstoffgesetz in Form einer quadratischen Parabel, wie es in DIN 1045 für den Bereich zunehmender Druckspannungen in Ansatz gebracht wird.

Der "abfallende Ast" der Spannungsdehnungslinie für Stauchungen $|\varepsilon| > |\varepsilon_s|$ kann durch die hyperbolische Gleichung

$$\sigma(\delta) = \frac{\beta_D}{1 + n_2 (1 - \delta)^2}$$

$$\text{mit } \delta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_s}$$

$$\text{und } n_2 \geq 0$$

bestimmt werden. Mit $n_2 = 0$ wird eine konstante Verteilung der Druckspannungen bei zunehmenden Stauchungen simuliert.

Bild 12 zeigt den allgemeinen Kurvenverlauf des durch die obigen Rechenansätze formulierten Materialgesetzes für druckbeanspruchten Beton.

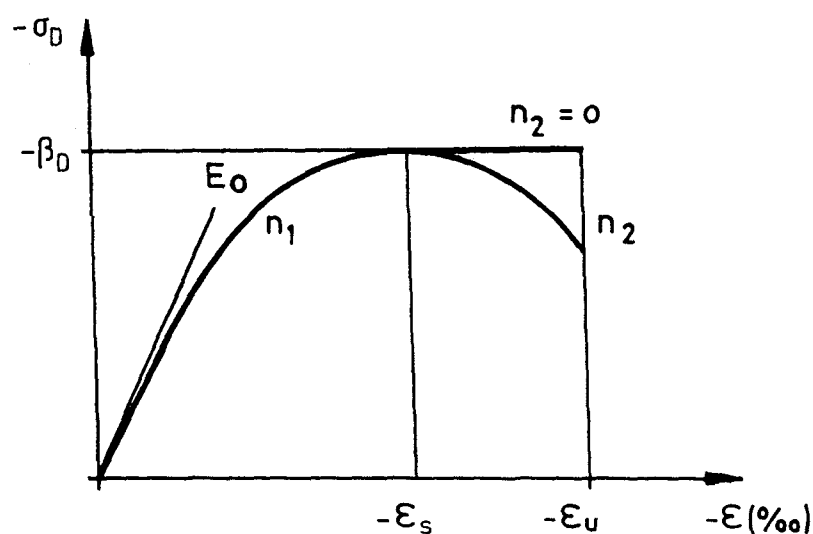


Bild 12: Werkstoffgesetz druckbeanspruchten Betons oder Mörtels

Für Bauteilbemessungen wird empfohlen, das Parabel-Rechteck-Diagramm gemäß DIN 1045 (Bild 13) oder ersatzweise einen Spannungsblock (s. Abschnitt 5.2.3) zu verwenden.

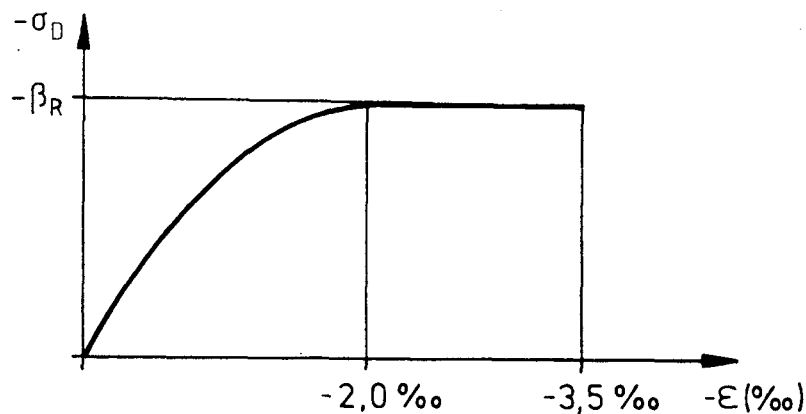


Bild 13: Werkstoffgesetz druckbeanspruchten Betons

Zur Formulierung eines Materialgesetzes für zugbeanspruchten Beton oder Mörtel wurden Werkstoffkennwerte von Bohrkernen oder Prismen verwendet, die unter zentrischem Zug geprüft worden waren. Bei Stahlsteindecken mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten wurde nach einsetzender Rißbildung eine Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening) festgestellt. Das Materialgesetz zugbeanspruchten Betons oder Mörtels war durch die Verwendung einer geeigneten Spannungsfunktion derartig flexibel zu formulieren, daß der "tension-stiffening"-Effekt berücksichtigt werden konnte.

Der zur Zugfestigkeit gehörende Dehnwert wurde aufgrund der Ergebnisse von Materialuntersuchungen auf $\epsilon_s = 0,11 \text{ ‰}$ bis $0,14 \text{ ‰}$ festgelegt. Als E-Modul wurde der Wert des druckbeanspruchten Betons oder Mörtels verwendet. Bis zum Erreichen des Zugfestigkeitswertes wird von einer linearen Spannungs-Dehnungslinie ausgegangen (Bild 14).

Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening) biege- oder zugbeanspruchter Stahlbetonbauteile wird "verschmiert" durch einen "abfallenden Ast" im Zugbereich der Beton-Arbeitslinie berücksichtigt. Der tension-stiffening-Effekt kann bei flächenhaft verstärkten Stahlsteindecken durch den "abfallenden Ast" der Arbeitslinie zugbeanspruchten Betons oder Mörtels der Ergänzungsschichten wie folgt berücksichtigt werden:

Ansteigender Ast:

$$\sigma(\varepsilon) = \beta_Z \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_S} \right)^{m_1} \right] \quad 0 < \varepsilon < \varepsilon_S$$

$$m_1 = 1$$

Abfallender Ast:

$$\sigma(\varepsilon) = \beta_Z \left[1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_S}{\varepsilon_U - \varepsilon_S} \right]^{m_2} \quad \varepsilon_S < \varepsilon < \varepsilon_U$$

Bild 14 zeigt die allgemeine Form des Werkstoffgesetzes für zugbeanspruchten Beton oder Mörtel. Die Exponenten m_1 und m_2 bestimmen den Verlauf der Werkstoffkennlinie. Infolge des linearen Spannungsanstieges ist $m_1 = 1$ zu setzen.

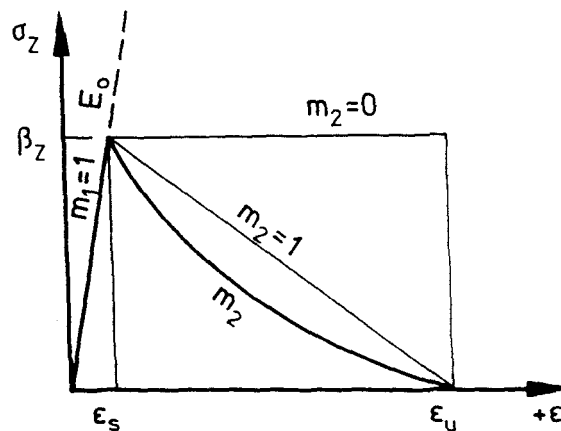


Bild 14: Werkstoffgesetz zugbeanspruchten Betons oder Mörtels

Der Wert von m_2 ist bei Berücksichtigung des "tension-stiffening" aus

$$m_2 = \frac{\lg(\sigma_{sp,Ri\beta 2} / \beta_{sp,5})}{\lg\left(1 - \frac{\varepsilon_{s2,m} - \varepsilon_{s,sp}}{\varepsilon_{u,sp} - \varepsilon_{s,sp}}\right)}$$

zu bestimmen. Hierin bedeuten

$\sigma_{sp,Ri\beta 2}$: Rißspannung der Spritzbetonschicht bei abgeschlossener Rißbildung

$\beta_{sp,5}$: 5 %-Fraktile der Zugfestigkeit des Spritzbetons

- $\epsilon_{s2,m}$: mittlere Stahldehnung bei abgeschlossener Rißbildung
 $\epsilon_{s,sp}$: zum Erstriß gehörende Dehnung der Spritzbetonschicht
 $\epsilon_{u,sp}$: "Dehnung" der Spritzbetonschicht bei vollständig gestörtem Verbund zwischen Bewehrung vom umgebenden Spritzbeton $\hat{=}$ Fließdehnung des Betonstahls

Hinsichtlich der Herleitung dieser Formel wird auf die Literatur /4,5/ verwiesen.

5.2.2.2 PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Im Zusammenhang mit der Verstärkung von Stahlsteindecken wird von der in der Literatur /6/ häufig zitierten Modellvorstellung ausgegangen, daß es sich bei den Stahlfasern um eine statistisch verteilte Bewehrung von Betonen oder Mörteln handelt. Die rißüberbrückende Eigenschaft der Fasern ist der einer normalen Betonstahlbewehrung vergleichbar, wobei der gerissenen, aber noch tragfähigen Ergänzungsschicht auf der Biegezugseite verstärkter Stahlsteindecken eine ideelle Zugfestigkeit zugewiesen wird.

Die Zugfestigkeit von Stahlfasermörteln oder -betonen vor dem Auftreten von Rissen kann durch die Gleichung

$$\beta_{Z(I),spf} = (K_1 + K_2 \cdot \frac{V_f}{100} \cdot \frac{1}{d}) \beta_{c,z}$$

berechnet werden /7/. Hierin bedeuten

$K_1 = 0,9 \dots 1,0$: Beiwert für die verringerte Verdichtungswilligkeit des Betons

$K_2 = 0,25$: Beiwert für die Faserorientierung

V_f : Fasergehalt (%)

l/d : Verhältnis von Faserlänge zu Faserdurchmesser

$\beta_{c,z}$: Zylinderzugfestigkeit des Betons ohne Fasern

Die Beiwerte K_1 und K_2 wurden für glatte Fasern aus Versuchen /7/ ermittelt. Ihre Übertragbarkeit auf Faserbeton mit gekröpften Fasern, wie sie bei der Verstärkung von Stahlsteindecken verwendet wurden, wird in /8/ be-

stätigt. Nach Überschreitung der Zugfestigkeit $\beta_{Z(I),spf}$ im Zustand I ist die Höhe der im Zustand II übertragbaren Zugkräfte im wesentlichen vom Fasergehalt V_f und von der Fasergeometrie abhängig. Es ist

$$\beta_{Z(II),spf} = K_3 \cdot \frac{V_f}{100} \cdot \frac{1}{d} \beta_{WN}$$

mit $K_3 = 0,042$: für gerade Fasern

β_{WN} : Nennfestigkeit von Beton;

Bei Verwendung gestauchter oder gekröpfter Fasern ist zu K_3 ein Korrekturfaktor K_4 zu addieren, der durch Materialuntersuchungen bestimmt wird. Der Ausdruck für $\beta_{Z(II),spf}$ lautet dann

$$\beta_{Z(II),spf} = \left(K_3 \cdot \frac{1}{d} + K_4 \right) \cdot \frac{V_f}{100} \beta_{WN}$$

In eigenen Untersuchungen konnte $\beta_{Z(II),spf}$ auch noch bei Dehnungen $\varepsilon_Z > 8 \text{ ‰}$ übertragen werden (siehe Bild 09). Für Bemessungen wird eine Begrenzung der Zugdehnungen auf $\varepsilon_{uZ,spf} = 5 \text{ ‰}$ empfohlen.

Über die Steigerung der Druckfestigkeit von Mörtel oder Beton durch Stahlfasern wird in der Literatur /6...9/ kontrovers diskutiert. In eigenen Untersuchungen wurde eine geringfügige Verminderung der Druckfestigkeit um ca. 5 % festgestellt, was auf die geringere Verdichtungsfähigkeit von PCC-Stahlfaserspritzmörtel gegenüber nicht bewehrtem PCC-Spritzmörtel zurückgeführt werden kann.

Übereinstimmend wird in der Literatur der Einfluß von Fasern auf das Verformungsverhalten von Mörteln oder Betonen beschrieben. So sind die Bruchstauchungen $\varepsilon_{u,spf}$ und die dem Scheitelwert der Druckspannungen zugeordneten Stauchungen $\varepsilon_{s,spf}$ größer als bei Mörteln oder Betonen ohne Faserzusatz. Dieser Effekt konnte jedoch aufgrund der vergleichsweise geringen Prüfkörperanzahl bei den eigenen Untersuchungen nicht festgestellt werden. Im folgenden wird auf die Literaturaussage Bezug genommen.

In /9/ wird vorgeschlagen, ε_s und ε_u um einen vom Fasergehalt (V_f in %) abhängigen Faktor zu vergrößern. Demnach ist

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s,f} &= \varepsilon_s + a \cdot V_f \\ \varepsilon_{u,f} &= \varepsilon_u + b \cdot V_f\end{aligned}$$

Für Normalbeton mit $\varepsilon_s = -2 \text{ ‰}$ und $\varepsilon_u = -3,5 \text{ ‰}$ gilt bei Zusatz von Stahlfasern $a = 0,3$ und $b = 1,35$. Für PCC-Stahlfasermörtel liegen keine Versuchsergebnisse zur Bestimmung der Faktoren a und b vor. Daher werden die Werte von a und b für PCC-Mörtel zunächst übernommen und ε_s und ε_u wie bei unbewehrtem PCC-Mörtel mit $-3,0 \text{ ‰}$ bzw. $-3,5 \text{ ‰}$ angesetzt /15/.

Das Werkstoffgesetz für druckbeanspruchten PCC-Stahlfasermörtel kann durch die Spannungsfunktion

$$\sigma(\varepsilon) = \beta_{D,spf} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{3,0 + 0,3 V_f} \right)^2 \right] \text{ für } |\varepsilon| \leq |\varepsilon_{s,spf}|$$

$$\text{und } \sigma(\varepsilon) = \beta_{D,spf} \quad |\varepsilon_{s,spf}| < |\varepsilon| < |\varepsilon_{u,spf}|$$

beschrieben werden.

Bei Bauteilbemessungen wird der Druckfestigkeitswert $\beta_{D,spf}$ durch den Rechenwert der Druckfestigkeit von PCC-Stahlfasermörtel $\beta_{R,spf}$ ersetzt. Es gelten hierbei die üblichen Beiwerte zur Abminderung von $\beta_{D,spf}$ infolge der Einflüsse von Prüfkörpergröße und Verhältnis von Dauerstandsfestigkeit zu Kurzzeitfestigkeit.

Die Werkstoffkennlinie von PCC-Stahlfasermörtel wird in Bild 15 dargestellt.

Für Bauteilbemessungen können die angegebenen Formeln uneingeschränkt angewendet werden. Zur rechnerischen Überprüfung von Versuchsergebnissen wurden geringfügige Veränderungen vorgenommen. Sie betreffen im wesentlichen den Parabelanstieg im Druckbereich der Spannungs-Dehnungslinie und orientieren sich an den Ergebnissen der Materialuntersuchungen (siehe 4.2.1).

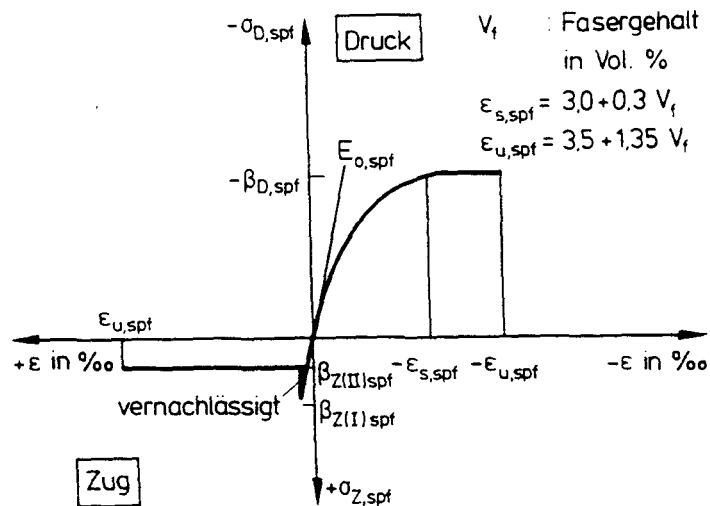


Bild 15: Werkstoffgesetz von PCC-Stahlfaserspritzmörtel

5.2.2.3 Betonstahl und Laschenstahl

Es wurde abschnittsweise lineares Materialverhalten des Betonstahls gemäß Bild 16 angenommen.

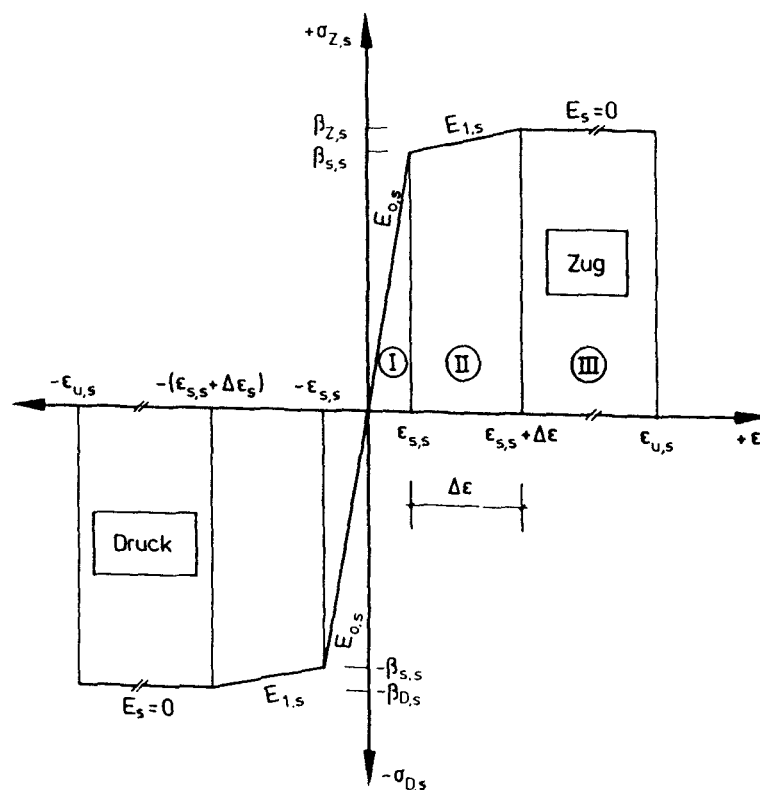


Bild 16: Werkstoffgesetz für Betonstahl und Laschenstahl

Im Druck- und Zugbereich wird gleiches Werkstoffverhalten unterstellt, z.B. gilt für den Zugbereich:

$$\text{Bereich I: } \sigma_{(\varepsilon)} = \varepsilon \cdot E_{0,s} \leq \beta_s \quad 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_{s,s}$$

$$\text{Bereich II: } \sigma_{(\varepsilon)} = \beta_{s,s} + (\varepsilon - \varepsilon_{s,s}) \cdot E_{1,s} \leq \beta_{Z,s} \quad \varepsilon_{s,s} < \varepsilon < \varepsilon_{s,s} + \Delta\varepsilon_s$$

$$\text{Bereich III: } \sigma_{(\varepsilon)} = \beta_{Z,s} \quad \varepsilon_{s,s} + \Delta\varepsilon_s < \varepsilon < \varepsilon_{u,s}$$

5.2.3 Berechnung der inneren Bruchmomente

Bei der Prüfung der Stahlsteindeckenelemente waren - mit Ausnahme des Versuchskörpers He 1 - keine nennenswerten Relativverschiebungen zwischen den Ergänzungsschichten und dem Altbeton festgestellt worden. Ihr Einfluß war daher bei der Bestimmung der Traglast bzw. des Bruchmomentes M_u zu vernachlässigen. Es wurde von starrem Verbund zwischen den Einzelschichten des Tragquerschnittes ausgegangen.

Die Berechnung der inneren Biegemomente für den Zustand unmittelbar vor Eintritt des Bruches erfolgte mit Hilfe des Rechenprogramms STABA-F durch Auswertung der Gleichgewichtsbedingungen

$$\sum H_x = 0$$

und

$$\sum M_y = 0$$

für die Grenzzustände von Dehnung und Spannung des Tragquerschnittes.

Tabelle 16 enthält eine Zusammenstellung gemessener (exp M_u) und berechneter Bruchmomente (cal M_u) von Stahlsteindeckenplatten, deren Traglastzustand durch Biegeversagen erreicht wurde.

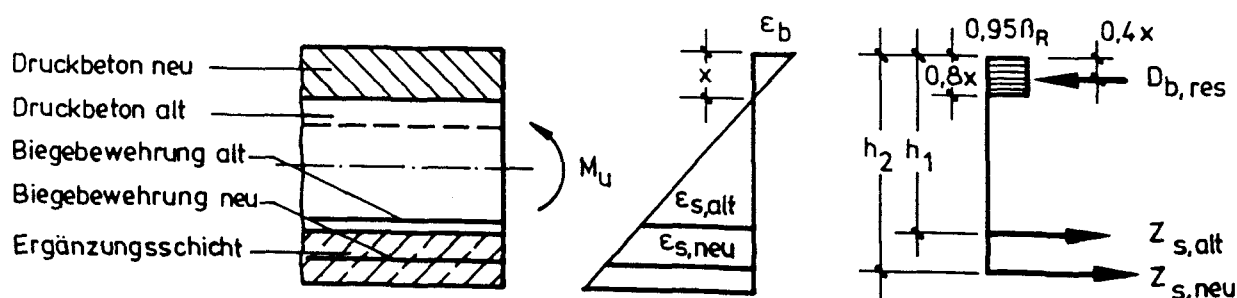
Die Zahlenwerte gemessener und berechneter Bruchmomente unterscheiden sich um 5 % bis 9 %. Eine befriedigende Übereinstimmung theoretischer und gemessener Bruchschnittgrößen ist somit gegeben.

	He 0	He 1	He 2	He 3	Gö 0	Gö 1	Gö 2	Gö 3
Bruchmoment aus äußerer Last $M_{u, Last}$ (kNm)	22,1	65,0	84,2	72,1	25,2		34,7	
berechnetes Bruchmoment cal M_u (kNm)	24,0	61,6	80,3	70,5	24,5	Schub- bruch	36,9	Schub- bruch
Verhältnis $\psi = \frac{cal M_u}{M_{u, Last}}$	1,09	0,95	0,95	0,98	0,97		1,06	

Tabelle 16: Zusammenstellung gemessener (exp M_u) und berechneter Bruchmomente (cal M_u) bei Biegeversagen der Stahlsteindecken

Bei Bauteilbemessungen sind Verformungsberechnungen, deren Ergebnisse im folgenden Abschnitt vorgestellt werden, im Regelfall von untergeordneter Bedeutung.

Dann ist es ausreichend, die inneren Bruchmomente durch eine "Handrechnung" mit Hilfe der in Bild 17 angegebenen Formeln zu bestimmen.



Druckzonenhöhe:

$$x = \frac{h_1 \cdot |\epsilon_b|}{|\epsilon_{u, s, neu}| + |\epsilon_b|} = \frac{h_2 \cdot |\epsilon_b|}{|\epsilon_{s, alt}| + |\epsilon_b|} = \frac{Z_{s, neu} + Z_{s, alt}}{0,76 \cdot b_0 \cdot \eta_R}$$

Bruchmoment:

$$M_u = Z_{s, alt} \cdot (h_1 - 0,4 x) + Z_{s, neu} \cdot (h_2 - 0,4 x)$$

Bild 17: Bestimmung der Bruchmomente verstärkter Stahlsteindecken mit Hilfe eines Spannungsblockes

Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Fließdehnung der neuen Biegebewehrung erreicht wird und Vordehnungen der alten Bewehrung von untergeordneter Bedeutung sind.

5.2.4 Wiedergabe und Kommentierung der berechneten Durchbiegungen

Die Übereinstimmung von im Versuch gemessenen und rechnerisch ermittelten Last-Verformungskurven ist ein Gradmesser für die Richtigkeit des verwendeten Tragmodells. Daher wird im folgenden der Verlauf rechnerischer und gemessener Durchbiegungsverläufe gegenübergestellt.

Bild 18 zeigt Last-Verformungslinien der Deckenplatte He 3, in denen die Deckenlast F als Funktion berechneter und gemessener Durchbiegungswerte in Versuchskörpermitte dargestellt wird. Bei der Ermittlung der berechneten Last-Durchbiegungslinien wurden Eigenspannungen aus behindertem Schwinden durch Annahme eines verminderten Zugfestigkeitswertes des Spritzmörtels der unteren Ergänzungsschicht in Höhe von $\beta_{bZ}^{(R2)} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ berücksichtigt. In einer weiteren Rechnung wurde $\beta_{bZ}^{(R1)}$ zu Null gesetzt und dadurch die Mitwirkung des Spritzmörtels auf Zug zwischen den Rissen vernachlässigt.

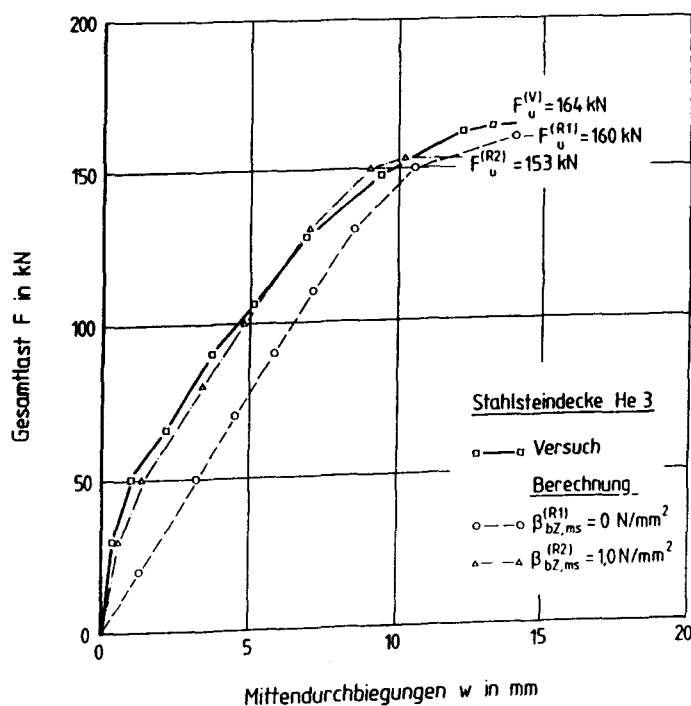


Bild 18: Mittendurchbiegung der Stahlsteindecke He 3: Vergleich gemessener und berechneter Durchbiegungen

Bei Vernachlässigung von Eigenspannungen und des "tension stiffening" kann das Verformungsverhalten verstärkter Stahlsteindecken nur unzureichend beschrieben werden, da die Durchbiegungen unter Gebrauchslastbeanspruchung zu groß berechnet werden. Bei Belastungen nahe der Bruchlast wurde für $\beta_{bz} = 0$ (nakter Zustand II) eine gute Übereinstimmung gemessener und berechneter Mittendurchbiegungen erreicht. Die Zahlenwerte gemessener und berechneter Traglasten sind nahezu gleich.

Bild 19 zeigt gemessene und berechnete Verläufe der Mittendurchbiegungen des Versuchskörpers Gö 3, bei deren Berechnung der "tension-stiffening"-Effekt vernachlässigt wurde. Aus dem nahezu linearen Verlauf der gemessenen Last-Durchbiegungslinie ist zu erkennen, daß eine Mitwirkung des Spritzmörtels der Ergänzungsschicht auf Zug zwischen den Rissen nicht oder nur in einem sehr geringen Maße stattgefunden hat.

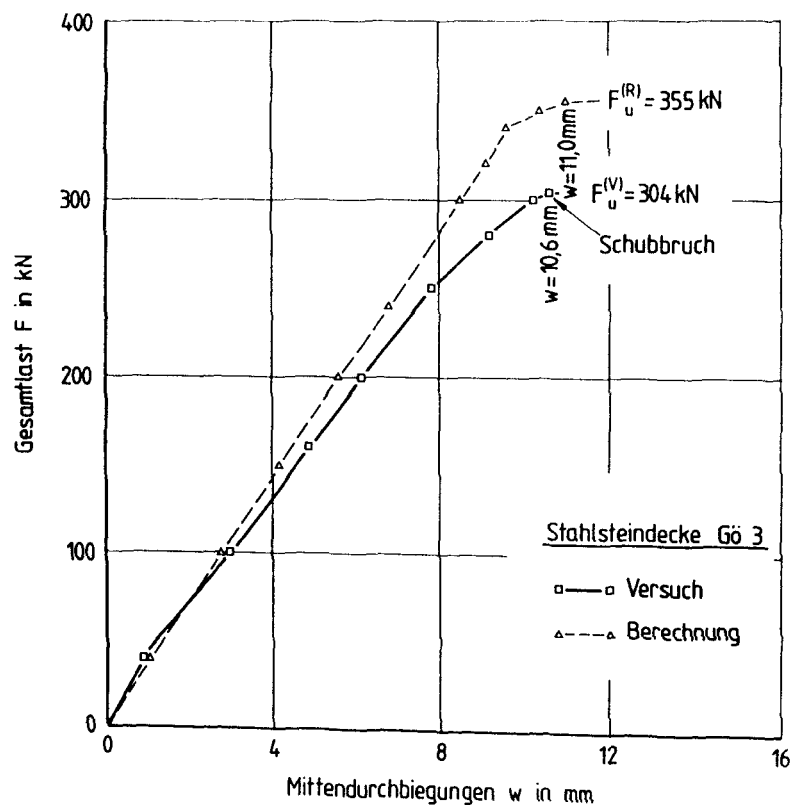


Bild 19: Mittendurchbiegung der Stahlsteindecke Gö 3: Vergleich gemessener und berechneter Durchbiegungen

Aus Meßwerten ermittelte und berechnete Last-Durchbiegungslinien stimmen im unteren Lastbereich gut überein. Die Traglastwerte sind jedoch unterschied-

lich hoch. Der Bruch der Deckenplatte Gö 3 war durch Überschreitung der Schubtragfähigkeit des Versuchskörpers ausgelöst worden. Der theoretische Traglastwert war unter der Voraussetzung eines Biegeversagens der Deckenplatte berechnet worden. Mit Hilfe des verwendeten Rechenverfahrens können Traglasten von Versuchskörpern, die durch Überschreitung ihrer Biegetragfähigkeit versagen, in guter Übereinstimmung mit gemessenen Werten berechnet werden (Bild 18). Die Differenz zwischen dem in Bild 19 dargestellten berechneten und gemessenen Traglastwert kann somit als Maß für die unvollständige Ausnutzung der Biegetragfähigkeit des verstärkten Versuchskörpers Gö 3 interpretiert werden. Die aufgrund vorzeitigen Schubversagens von Gö 3 entstandene Traglastdifferenz beträgt ca. 21 %.

Bild 20 zeigt Last-Durchbiegungslinien der durch geklebte Stahllaschen verstärkten Deckenplatte Gö 1. Der Bruch dieses Versuchskörpers war augenscheinlich durch Überschreitung seiner Schubtragfähigkeit verursacht worden. Im Schubrißbereich war auf der Deckenoberseite der Prüfkörper vor seiner Verstärkung bereits ein Altriß vorhanden (Bild 72). Die Stahllaschen waren nicht über diesen Bereich hinweggeführt worden, sondern endeten kurz vor dem Altriß. Bei der rechnerischen Überprüfung gemessener Durchbiegungen war zu berücksichtigen, daß sich die Tragwirkung der Stahllaschen als Zugglieder erst nach einer bestimmten Lasteinleitungslänge einstellt. Das Maß der Lasteinleitungslänge wurde mit ca. 20 cm abgeschätzt. Aus dem Bewehrungsplan der "Göttinger" Stahlsteindecken (Bild 30) ist zu entnehmen, daß 50 % der vorhandenen Biegebewehrung als Schubbewehrung aufgebogen worden war. Bei der Berechnung der Traglast und der Durchbiegungen war daher die Deckenplatte Gö 1 in drei Abschnitte unterschiedlichen Bewehrungsgehaltes zu gliedern:

Abschnitt 1: Halber Querschnitt der in Feldmitte vorhandenen alten Bewehrung (EJ_1)

Abschnitt 2: Voller Querschnitt der in Feldmitte vorhandenen alten Bewehrung (EJ_2)

Abschnitt 3: Voller Querschnitt der in Feldmitte vorhandenen alten Bewehrung und der Stahllaschen (EJ_3)

Rechnerisch wurde der Bruch kurz vor dem Laschenende durch Überschreitung der Biegetragfähigkeit des unverstärkt gebliebenen Deckenquerschnittes erreicht. Der Verhältniswert zwischen errechneter und gemessener Traglast beträgt 1,08. Es ist davon auszugehen, daß sich der ausgeprägte Schubriß von Gö 1 aus einem Biegeriß entwickelt hat und das Schubversagen des Plattenstreifens durch unzureichende Zugkraftdeckung eingeleitet wurde.

Insgesamt konnte das Trag- und Verformungsverhalten verstärkter und unverstärkter Stahlsteindecken rechnerisch zufriedenstellend nachvollzogen werden. Bild 21 zeigt einen Vergleich gemessener ($\exp F_u$) und berechneter Traglasten ($\text{cal } F_u$) der Versuchskörper. Eigengewichtslasten wurden berücksichtigt. Die gemessenen Traglasten waren i.M. 5 % bis 10 % größer als die berechneten Werte.

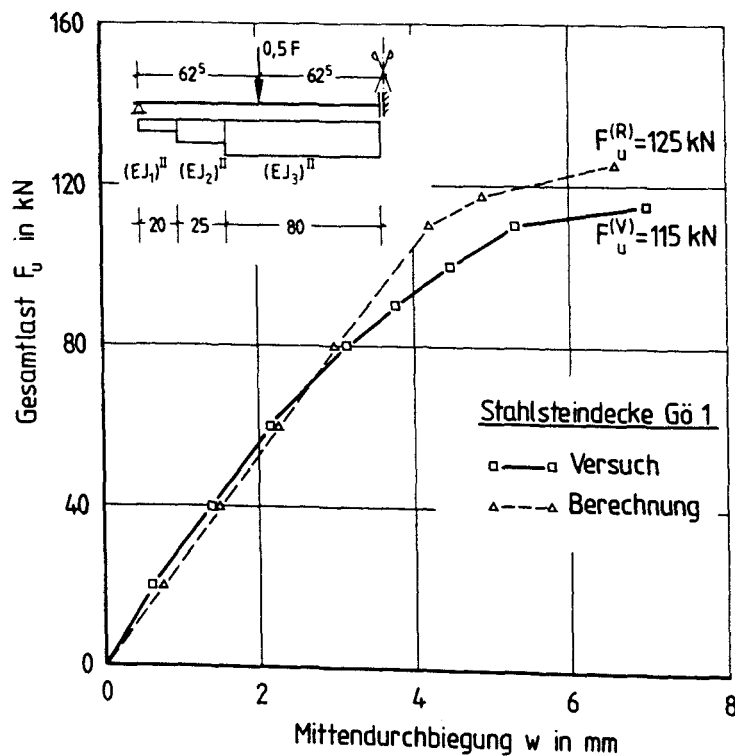


Bild 20: Mittendurchbiegung der Stahlsteindecke Gö 1: Vergleich gemessener und berechneter Durchbiegungen

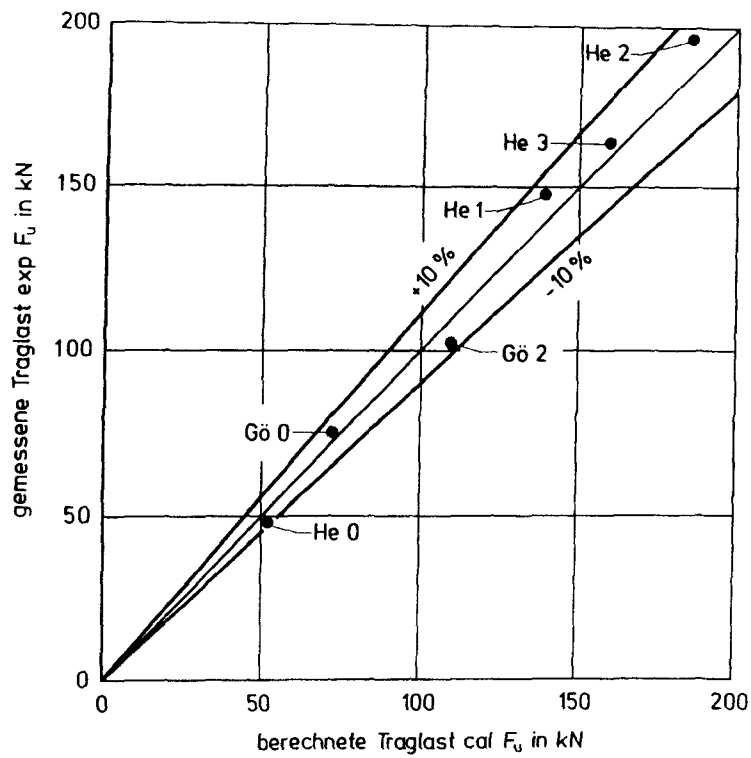


Bild 21: Vergleich gemessener ($\exp F_u$) und berechneter Traglasten ($\text{cal } F_u$) bei Biegeversagen der Stahlsteindecken

5.3 Schubtragverhalten verstärkter Stahlsteindecken

5.3.1 Tragmodell

Zur Beschreibung des Tragverhaltens von Bauteilen unter Biege- und Schubbeanspruchung werden im Regelfall Fachwerkmodelle benutzt. Wenn die schiefen Hauptzugspannungen vom Beton nicht aufgenommen werden können und eine Schubbewehrung nicht vorhanden ist, wird die Tragwirkung derartiger Bauteile häufig mit Hilfe eines Boden-Zugband Modells erläutert.

Nachfolgend wird anhand der Versuchsergebnisse qualitativ geprüft, mit welchem Modell oder welcher Modellkombination das Tragverhalten verstärkter Stahlsteindecken beschrieben werden kann.

Zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit der Deckenplatte He 2 waren die Rippen des Versuchskörpers nachträglich mit Schubbügel $\emptyset 6$ IV im Abstand von 25 cm bewehrt worden. Die Schubbügel wirken wie Zugpfosten eines Fachwerkes, welche die schrägen Druckstrebenkräfte in höhere Bereiche des Tragquerschnittes verhängen. Während der Prüfung des Versuchskörpers He 2 war ein zur Biegemomentenlinie nahezu affiner Verlauf der Stahldehnungen der alten und neuen Biegebewehrung festgestellt worden. Die von der Prüfkörpermitte bis zu den Auflagerpunkten abnehmenden Stahldehnungen werden in einem Fachwerkmodell durch den abgestuften Verlauf der Zuggurtkräfte erfaßt (Bild 22). Die Differenzzugkräfte ΔZ_s werden durch den Haftverbund zwischen Altbeton und der in der Biegezugzone angeordneten Querschnittsergänzungsschicht in höher gelegene Querschnittsbereiche zurückgeführt. Hierbei entstehen Haftscherspannungen τ_{HS} in der Kontaktfläche zwischen Altbeton und Ergänzungsschicht, deren Größe von der Lage der entsprechenden Schichtgrenze im Querschnitt abhängig ist. Dabei wirken die in Bild 22 auf einen Fachwerkknoten konzentriert dargestellten Haftspannungen über die gesamte Verbundfläche verteilt.

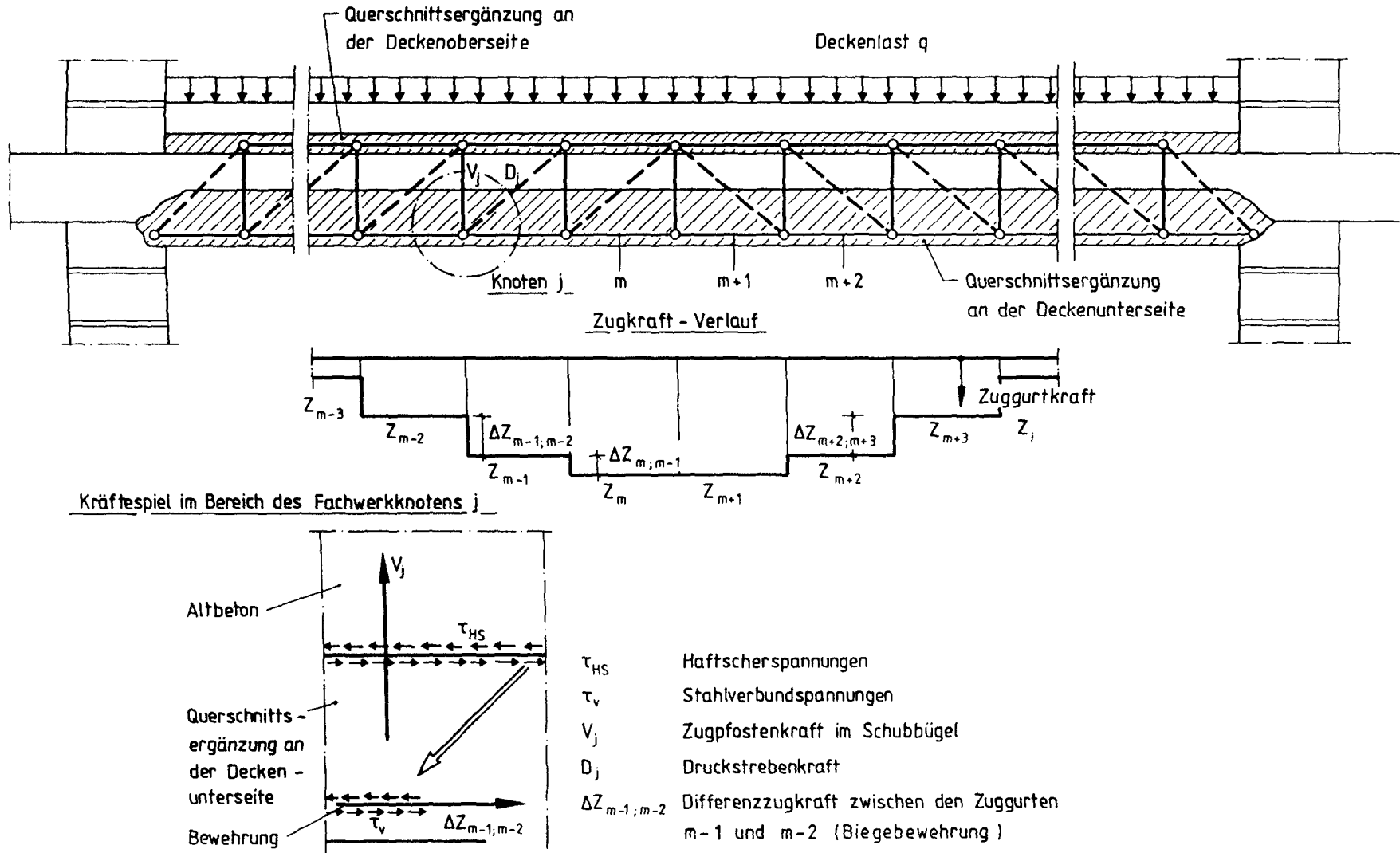


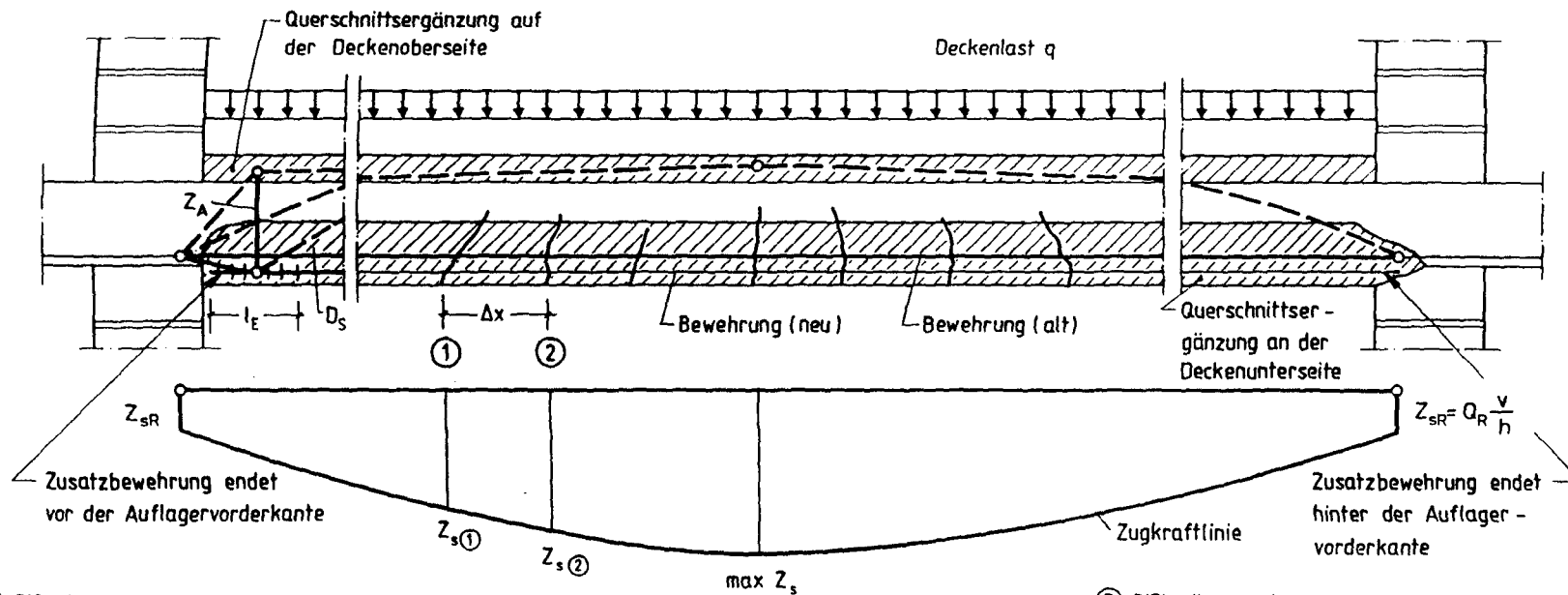
Bild 22: Fachwerkmodell zur Beschreibung des Tragverhaltens verstärkter Stahlsteindecken, deren Rippen zusätzlich mit Schubbügeln versehen wurden

Bei verstärkten Stahlsteindecken, deren Rippen keine Schubdügel enthalten, ist die Modellbildung wesentlich schwieriger. Die Anwendung des klassischen Bogen-Zugbandmodells scheidet aus, weil dies einen nahezu konstanten Verlauf der Stahldehnungen der Biegebewehrung voraussetzt. In den Bauteilversuchen wurde ein von Prüfkörpermitte bis zu den Deckenauflagern abnehmender Dehnungsverlauf gemessen.

Überschreitet die Größe der Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit, können Querkräfte bei fehlender Schubbewehrung in ungerissenen Bereichen des Tragquerschnittes (z.B. Biegedruckzone) übertragen werden. In gerissenen Bereichen von Bauteilen werden Querkräfte aufgenommen, wenn sich dort, durch geringe Rißbreiten begünstigt, Sekundärtragwirkungen einstellen. Diese werden durch Rißverzahnung oder Verdübelungseffekte infolge der Risse kreuzender Biegebewehrung verursacht.

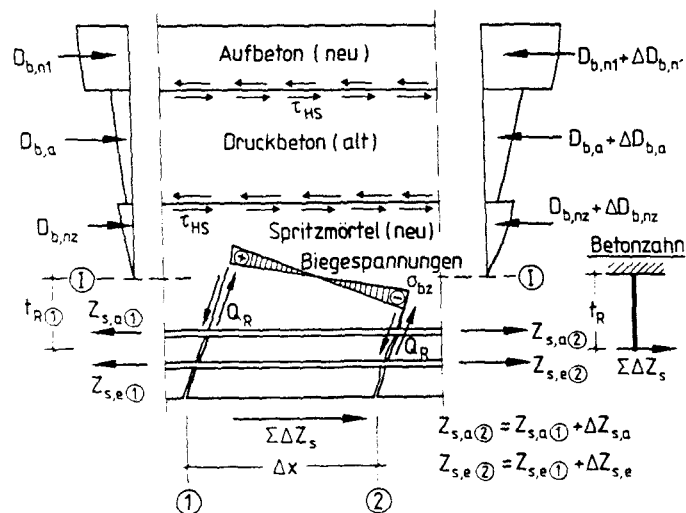
Im folgenden wird die Entstehung des zur Biegemomentenlinie affinen Verlaufs der Stahldehnungen durch die Tragwirkung von "Betonzähnen" erklärt (Bild 23).

Bei Belastungen, deren Größe deutlich kleiner als die Bruchlast ist, sind die Rißbreiten noch verhältnismäßig gering. Hierdurch ist eine ausreichende Rißverzahnung (aggregates interlock) gegeben, die eine Übertragung von Querkräften Q_R im Rißbereich ermöglicht. Die sogenannten Betonzähne übertragen die Differenzzugkräfte ΔZ_s über Biegung zwischen zwei Rissen. Mit zunehmender Belastung werden die Rißbreiten größer und die Verzahnung der Rißflanken nimmt ab. Es können dann in wesentlich geringerem Umfang Querkräfte im Rißbereich übertragen werden. Die Biegezugfestigkeit β_{BZ} in den Betonzähnen begrenzt den Zuwachs der Differenzzugkraft ΔZ_s . Bei Überschreitung von β_{BZ} des Betons im Einspannbereich können sich die Betonzähne nicht mehr am Lastabtrag beteiligen, so daß keine Differenzzugkräfte ΔZ_s zwischen den Rissen auftreten. Es entsteht dann theoretisch eine konstante Zugkraftverteilung ($Z_s = M_m/z_m$) im Zugurt. Aus diesem Grunde sollte zusätzlich angeordnete Betonstahlbewehrung nach Aufstemmen der an die Decken angrenzenden Wandbereiche zumindest zum Teil bis hinter die Auflagervorderkante der Deckenplatten geführt werden.



Ⓐ Rißweiten noch gering :

→ Rißverzahnung und Übertragung von Q im Rißbereich möglich



Ⓑ Rißbreiten wachsen an :

Verzahnungswirkung nimmt ab → geringe Übertragung von Querkraften im Rißbereich

$$\sigma_{bz} = \beta_{bz} - \Sigma \Delta Z_s = 0$$

$$\Sigma Z_{s①} = \Sigma Z_{s②}$$

→ Zugfestigkeit des Betons begrenzt den Zuwachs von $\Sigma \Delta Z_s$

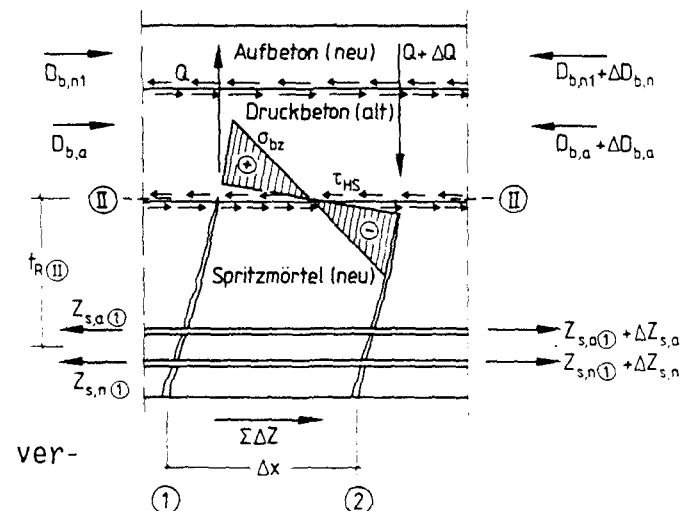


Bild 23: Bogen-Zugband-Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens verstärkter Stahlsteindecken ohne Schubbewehrung

Stemmarbeiten im Bereich der Deckenaufleger sind in der Praxis mit der Entstehung von Zusatzkosten verbunden. Aus diesem Grunde wurde an zwei Versuchskörpern auf eine Endverankerung der Zusatzbewehrung verzichtet (Gö 1 und Gö 3). Diese Ausführungsvariante wird in Bild 23 im linken Auflagerbereich der dargestellten Stahlsteindecke berücksichtigt. Beide Deckenplatten versagten jedoch vorzeitig durch Überschreitung ihrer Schubtragfähigkeit, bevor ihr Biegetragvermögen ausgeschöpft werden konnte. Die Schubrisse entstanden zwischen der Auflagerlinie und den Enden der Zusatzbewehrung. Für die Schubtragfähigkeit war somit die Dicke des unverstärkten Tragquerschnittes maßgebend. Es ist daher davon auszugehen, daß ein Verzicht auf die Endverankerung der Zusatzbewehrung zu Traglasteinbußen führen kann. Zur Vermeidung vorzeitiger Schubbrüche wird daher empfohlen, im Bereich der Verankerungslänge l_E nicht bis hinter die Auflagervorderkante geführter Zusatzbewehrung eine bügelartige Aufhängebewehrung anzuordnen. Hierdurch können schräge Druckstrebenkräfte D_S , die sich gegen die Zusatzbewehrung im Zugkrafteinleitungsbereich l_E abstützen, mit Hilfe einer vertikalen Zugkraft Z_A in höher gelegene Querschnittsbereiche rückverankert und dann direkt in Deckenaufleger eingeleitet werden.

5.3.2 Schubnachweis

Die Stahlsteindecken Gö 1 und Gö 3 versagten durch Schubbruch. Ihre gemessenen Traglasten wurden mit Hilfe der in EC 2, Abschnitt 4.3.2 angegebenen Formeln, die die Grenzzustände der Tragfähigkeit von Massivbauteilen unter Querkraftbeanspruchung beschreiben, rechnerisch überprüft. Die Rechenansätze berücksichtigen auch Sekundärtragwirkungen, die im vorigen Abschnitt beschrieben wurden.

Gemäß EC 2 ist die Querkrafttragfähigkeit gegeben, wenn

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Mit V_{Sd} wird die maßgebende Querkraft im Bruchzustand bezeichnet. Der Bauteilwiderstand V_{Rd} wird nach der Standardmethode für Bauteile mit Schubaufbiegungen aus

$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}$$

berechnet. Die von einem Betonquerschnitt aufnehmbare Querkraft V_{Rd1} läßt sich aus

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k (1,2 + 40 \mu_l) + \sigma_{cp} \cdot 0,15] \cdot b_w \cdot d$$

bestimmen. Der durch die Schubbewehrung aufnehmbare Querkraftanteil errechnet sich aus

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 d \cdot f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

Der Neigungswinkel α der Zugstreben wurde mit 45° eingesetzt. Er entspricht dem Winkel unter dem die alte Bewehrung der Stahlsteindecke aufgebogen war. Als wirksame Querschnittsbreite b_w wurde bei der Deckenplatte Gö 3 die Gesamtquerschnittsbreite eingesetzt, da die Hohlkörper dieses Prüfkörpers mit einem Füllbeton gefüllt worden waren. Sonst errechnet sich b_w aus der Summe der Rippenbreiten der Stahlsteindecken.

Zur Bestimmung des τ_{Rd} -Wertes aus

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctk 0,05}$$

wurde der 5 %-Fraktilwert der gemessenen Betonzugfestigkeiten $f_{ctk 0,05}$ der verwendeten Sanierungsbaustoffe bzw. des Altbetons eingesetzt. Sind Betone unterschiedlicher Zugfestigkeiten in einem Tragquerschnitt vorhanden, wurde der geringste $f_{ctk 0,05}$ -Wert in der Berechnung verwendet. Weitere Erläuterungen zu den gewählten Rechenansätzen sind EC 2 zu entnehmen.

Es wurde eine gute Annäherung zwischen gemessener und berechneter Querkraft Q_u bzw. V_{Rd} im Bruchzustand ermittelt

Prüfkörper Gö 1:	$V_{Sd} = Q_u = 60,96 \text{ kN};$	$V_{Rd} = 56 \text{ kN}$
Prüfkörper Gö 3:	$V_{Sd} = Q_u = 157,02 \text{ kN};$	$V_{Rd} = 146,8 \text{ kN}$

Die Schubtragfähigkeit verstärkter Stahlsteindecken kann somit zuverlässig mit Hilfe der in EC 2 aufgegebenen Rechenverfahren bestimmt werden. Die Abweichungen gemessener und berechneter aufnehmbarer Querkräfte betragen 5 % bis 9 %.

6.0 Bewertung des Sanierungserfolges

Der Sanierungserfolg der verstärkten Stahlsteindecken ist unter den Gesichtspunkten

- handwerkliche Durchführbarkeit,
- erforderlicher Arbeitsaufwand und
- Verstärkungserfolg

der angewandten Sanierungsmethoden zu beurteilen.

Es wurde festgestellt, daß sämtliche Sanierungsmaßnahmen mit handwerklichen Arbeitsmethoden durchführbar sind. Die Auswahl einer bestimmten Sanierungsmethode zur Ertüchtigung von Stahlsteindecken orientiert sich an dem Schädigungsgrad und an der Höhe der gewünschten Traglasterhöhung des Bauteils. Die Wirtschaftlichkeit einer Sanierungsmethode kann nicht ausschließlich an den Arbeitsaufwand zur Verstärkung der betreffenden Decke gemessen werden. In Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen sind auch Kosten für die Nutzungsunterbrechung und Sicherstellung der Gesamtstabilität des Gebäudes mit einzubeziehen.

Der Sanierungsaufwand an den "Helmstedter" Deckenplatten war wesentlich größer als bei den "Göttinger" Stahlsteindecken. Er wurde erforderlich, weil der Umfang der Vorschädigungen der "Helmstedter" Deckenplatten wesentlich größer war, als bei den Versuchskörpern, die aus dem Göttinger Kasernengebäude entnommen worden waren.

Für Stahlsteindecken, die einen vergleichbar hohen Schädigungsgrad und eine ähnlich geringe Qualität des Deckenbetons besitzen, wie sie in den Helmstedter Deckenplatten vorgefunden wurden, ist im Normalfall der Ersatz der Stahlsteindecken durch Stahlbetonvollplatten die wirtschaftlichere Sanierungsmethode. Mit Hilfe der an den Helmstedter Deckenplatten angewandten Sanierungsmethoden konnte jedoch nachgewiesen werden, daß im Sinne einer Substanzerhaltung von Bauteilen eine Ertüchtigung der Decken durch einen

nahezu vollständigen Austausch minderwertiger Baustoffe einzelner Querschnittsbereiche durch hochwertige Ersatzbaustoffe möglich ist.

Die Anwendung der modernen Spritz- und Spritzbetontechnologie unter Verwendung von Spritzbetonen bei deren Einsatz nur geringe Rückprallmengen entstehen, wie z.B. bei micro-silica modifiziertem Beton, ist hier von entscheidendem Vorteil. Hinzu kommt, daß eine beachtliche Traglaststeigerung der Decken von maximal 300 % ermöglicht wurde. Die Wirtschaftlichkeit dieser Verstärkungsmaßnahmen erscheint jedoch nur in Fällen gegeben, in denen der vollständige Ersatz der Decken durch Stahlbetonplatten wegen langandauernder Nutzungsunterbrechungen nicht möglich ist.

Zur Sanierung der Göttinger Deckenelemente konnten weniger aufwendigere und damit wirtschaftlichere Sanierungsmethoden gewählt werden. Vorrangig ist in diesem Zusammenhang die Verwendung geklebter Stahllaschen zu nennen. Im Interesse einer hohen Tragfähigkeitssteigerung ist jedoch darauf zu achten, daß die Laschenenden bis zum Deckenaufleger durchgeführt und dort endverankert werden. Ebenso ist der Einbau stahlfaserbewehrter Querschnittsergänzungsschichten unter Verwendung rückprallarmer Spritzmörtel oder Spritzbetone von Vorteil, da hierbei erforderliche Bewehrungsarbeiten entfallen.

Das Aufstemmen von Stahlsteindecken zur Verfüllung ihrer Hohlkörper mit einem quellfähigen Füllbeton ist eine besonders aufwendige Sanierungsmethode, die vornehmlich der Steigerung der Schubtragfähigkeit von Decken dient. Hierbei ist zu kontrollieren, daß sämtliche Hohlkörper vollständig verfüllt sind. Dies ist insbesondere in auflagnahen Bereichen der Decken erforderlich, da bei unzureichender Füllung der Hohlkörper der Füllbeton ausschließlich das Deckeneigengewicht erhöht und keinen Beitrag zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit leistet.

Unter Berücksichtigung der genannten Einschränkungen sind alle im Rahmen des Forschungsvorhabens ausgeführten Sanierungsmaßnahmen geeignet, die Trageigenschaften geschädigter Stahlsteindecken wieder herzustellen oder ihre Tragfähigkeit zu erhöhen. Der Sanierungserfolg wurde in allen Fällen festgestellt.

7.0 Zusammenfassung

Es war zu prüfen, in welcher Art und Weise vorgeschädigte Stahlsteindecken vorhandener Gebäude mit einem angemessenem Aufwand so verstärkt werden können, daß ihre ursprüngliche Tragfähigkeitseigenschaften wieder hergestellt oder ihre Tragfähigkeit erhöht werden kann.

Es wurden 8 Plattenstreifen aus den Geschoßdecken von zwei Kasernengebäuden herausgeschnitten, in Transportrahmen eingebaut und zum Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig gebracht.

In Materialuntersuchungen wurde festgestellt, daß die Schäden an den entnommenen Deckenplatten entweder auf minderwertigen und unzureichend verdichteten Rippen- und Druckbeton, zu geringe Betondeckung der Bewehrung oder auf Ribbildungen in den Decken als Folge von Konstruktionsfehlern bei der Deckenherstellung zurückzuführen sind. Nach Entfernung schadhafter Bereiche des Rippenbetons oder der Deckensteine wurden die Deckenplatten gesandstrahlt und entweder einseitig auf der Biegezugseite oder beidseitig flächenhaft verstärkt. Hierbei wurden betonstahlbewehrte oder faserbewehrte Querschnittsergänzungsschichten aus PCC-Spritzmörtel, micro-silica-modifiziertem Spritzmörtel, Normalbeton oder Verbundestrich verwendet. Ebenso kamen geklebte Stahllaschen zum Einsatz. In begleitenden Materialuntersuchungen wurden Werkstoffkennlinien der Sanierungsbaustoffe und bei der Herstellung der Stahlsteindecken verwendeter Baustoffe für die rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse bestimmt.

Die in Bauteiluntersuchungen an der alten und neuen Biegebewehrung oder auf der Oberfläche stahlfaserbewehrter Ergänzungsschichten gemessenen Dehnungen verliefen nahezu affin zur Biegemomentenlinie. Es wurden keine nennenswerten Relativverschiebungen zwischen alten und neuen Querschnittsschichten festgestellt, so daß von einem starren Verbund der Querschnittsmaterialien auszugehen war.

An den verstärkten Plattenstreifen wurden um bis zu 300 % höhere Traglasten als an unverstärkten Vergleichskörpern gemessen. Im Mittel betrugen die Traglaststeigerungen 100 % bis 200 %.

Eigenspannungen aus behindertem Schwinden der Ergänzungsschichten und Einflüsse aus der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wirken sich auf das Verformungsverhalten der verstärkten Deckenplatten aus. Zusätzlich angeordnete Biegebewehrung ist zur Vermeidung vorzeitiger Schubbrüche bis hinter die Auflagervorderkante zu führen und dort ausreichend zu verankern, um vorzeitiges Schubversagen zu vermeiden.

Mit Hilfe eines geeigneten Rechenverfahrens konnte das Trag- und Verformungsverhalten der sanierten Stahlsteindecken mit guter Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Größen nachvollzogen werden: Die Abweichungen bei den Traglasten lagen i.M. zwischen 5 % und 10 %.

Die Schubtragfähigkeit verstärkter Stahlsteindecken kann mit Hilfe in EC 2 angegebener Rechenverfahren bestimmt werden. Die Abweichungen berechneter und gemessener Traglasten bei Querkraftversagen der Versuchskörper betrugen 5 % bis 9 %.

Alle angewendeten Sanierungsmethoden sind geeignet, die Tragfähigkeit geschädigter Stahlsteindecken wieder herzustellen oder - falls erforderlich - zu erhöhen. Der Sanierungserfolg wurde in allen Fällen festgestellt.

Literaturverzeichnis

- /1/ Ahnert, R.; Krause, K.: Typische Baukonstruktionen von 1860 - 1960. Bauverlag Wiesbaden, 3. Auflage 1991
- /2/ Prüfbericht Nr. 07.32.151.85: Druckfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus der Ziethen-Kaserne, Göttingen. Firma Prüftechnik Göttingen, 21. Juni 1985
- /3/ Prüfzeugnis Nr. M 9100912 der Amtlichen Materialprüfanstalt für Steine und Erden, Clausthal-Zellerfeld, vom 11.01.1990
- /4/ Schwennicke, A.: Zur Berechnung von Stahlbetonbalken und Scheiben im gerissenen Zustand unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU Berlin, 1983.
- /5/ Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter Berücksichtigung der schiefen Biegung. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig
- /6/ Schnütgen, B.: Bewertung von Ergebnissen der Materialprüfung für Bemessungsmodelle von Stahlfaserbeton. Konstruktiver Ingenieurbau, Bericht 42 der Ruhruniversität Bochum.
- /7/ Schnütgen, B.: Verhalten von Stahlfaserbeton. Darmstädter Massivbau-Seminar Band 3, 1990
- /8/ Schnütgen, B.: Rohre aus Stahlfaserbeton. Beton und Stahlbeton 1989, Heft 4, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn
- /9/ Schnütgen, B.: Bemessung von Stahlfaserbeton und ihre Problematik. Konstruktiver Ingenieurbau - Bericht 37 der Ruhruniversität Bochum
- /10/ Haß, R.: Zur praxgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Dissertation 1986, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig

- /11/ Frey, J.: Zur Berechnung von vorgespannten Stahl-Verbundtragwerken im Gebrauchszustand. Der Stahlbau 1985, Heft 6
- /12/ Frey, J.: Zur Berechnung von vorgespannten Beton-Verbundtragwerken im Gebrauchszustand. Beton und Stahlbeton, Heft 11 und 12
- /13/ Frey, J.; Trost, H.: Zur Berechnung von teilweise vorgespannten Betontragwerken im Gebrauchszustand. Beton und Stahlbeton 1983, Heft 11 und 12
- /14/ Trost, H.: Auswirkung des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. Beton und Stahlbeton 62 (1967), Heft 10 und 11
- /15/ Kordina, K.; Gunkler, E.: Bauliche Maßnahmen zur nachträglichen Erhöhung von Mauerwerkswänden zur Erhöhung ihrer Biegetragfähigkeit, 2. Forschungsabschnitt. Untersuchungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Mai 1991

ANHANG
zum Abschlußbericht über

**UNTERSUCHUNGEN ZUR WIRTSCHAFTLICHEN
SANIERUNG UND BESTANDSERHALTUNG
GESCHÄDIGTER STAHLSTEINDECKEN**

Der Anhang umfaßt 20 Tabellen und 68 Bilder.

Bezeichnung ¹⁾	Proben- anzahl n (-)	Ist- ϕ (mm)	E-Modul E_s (N/mm ²)	Streck- grenze R_e (N/mm ²)	Zug- festigkeit R_m (N/mm ²)	Bruch- dehnung A_{10} (%)
Göttingen	4	10,58	$2,06 \cdot 10^5$	404	583	23,3
Helmstedt	4	9,98	$2,06 \cdot 10^5$	391	522	24,3

1) Die Art der Bezeichnung gibt gleichzeitig Auskunft über den Entnahmeort

Tabelle 17: Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen an Stahlproben der vorhandenen Biegebewehrung der Stahlsteindecken

	Prüfkörperabmessungen			
	Breite b_o (cm)	Länge l_o (m)	Systemlänge l (m)	Dicke d_o (cm)
He 0 ¹⁾	77	3,60	3,20	19,0
He 1	77	3,60	3,20	29,0
He 2	77	3,60	3,20	31,0
He 3	77	3,60	3,20	31,0
Gö 0 ¹⁾	82	3,0	2,50	22,0
Gö 1	82	3,0	2,50	22,0
Gö 2	82	3,0	2,50	26,0
Gö 3	82	3,0	2,50	27,0

1) unverstärkte Prüfkörper

Tabelle 18: Abmessungen der untersuchten Stahlsteindecken

Bezeichnung	Verbundestrich als Druckbeton für die Deckenplatte He 1	
Zement	PZ 35 F - DIN 1164 Teutonia	
Zuschlag	0/1 - DIN 4226 0/2a - DIN 4226 2/8 - DIN 4226	
Zusatzmittel	Fließmittel FM 72: 2 %	
Zusammensetzung	0/1 87,81 kg 0/2 878,10 kg 2/8 790,29 kg PZ 35 F 350,10 kg FM 72 7,00 kg Ges. Wasser 192,51 kg	$w/z = \frac{w}{z + 0,3 f}$ $w/z = 0,55$
	Rohdichte 2305,81 kg/m ³	
Ausbreitmaß	a = 43; Konsistenz KR	

Tabelle 19: Mischungsrezeptur des Estrichmörtels der Stahlsteindecke He 1

Bezeichnung	Fließbeton als Aufbeton für die Deckenplatte He 3	
Zement	HOZ 35 L - DIN 1164 Teutonia	EFA-Füller
Zuschlag	0/2a - DIN 4226 2/8 - DIN 4226 8/16 - DIN 4226	
Zusatzmittel	Fließmittel FM 72: 2 %	
Zusammensetzung	0/2 a 752,96 kg 2/8 225,88 kg 8/16 903,56 kg HOZ 35 L 300,00 kg EFA 50,00 kg FM 72 6,00 kg Ges. Wasser 140,00 kg	$w/z = \frac{w}{z + 0,3 f}$ $w/z = 0,44$
	Rohdichte 2378,00 kg/m ³	
Ausbreitmaß	a = 56 cm; Konsistenz KF	

Tabelle 20: Mischungsrezeptur des Aufbetons der Stahlsteindecke He 3

Bezeichnung	Quellbeton als Füllbeton für die Deckenplatte Gö 3	
Zement	PZ 35 F - DIN 1164 Teutonia	EFA-Füller
Zuschlag	0/2a - DIN 4226 2/8 - DIN 4226 8/16 - DIN 4226	
Zusatzmittel	Quell-Tricosal: 1 %	
Zusammensetzung	0/2 a 711,19 kg 2/8 213,36 kg 8/16 853,44 kg PZ 35 F 300,00 kg EFA 50,00 kg Quellmittel 3,00 kg Ges. Wasser 180,00 kg	$w/z = \frac{w}{z + 0,3 f}$ $w/z = 0,57$
	Rohdichte 2310,99 kg/m ³	
Ausbreitmaß	a = 55 cm; Konsistenz KF	

Tabelle 21: Mischungsrezeptur des Füllbetons der Stahlsteindecke Gö 3

Siebgrößen [mm]	Siebrückstände (Mittelwert) [M.-%]
8	-
4	1,2
2	8,8
1	18,4
0,5	17,1
0,25	16,6
0,125	12,8
0,063	4,7
< 0,063	20,4

Tabelle 22: Kornzusammensetzung des Zuschlages des verwendeten PCC-Spritzmörtels /3/

	Festkörpergehalt [M.-%] 1)		
Einzelwerte	33,5	34,0	33,7
Mittelwert		33,7	

1) Ermittelt nach DIN 53 189 durch Trocknung bei 105 °C

Tabelle 23: Festkörpergehalt der Kunststoff-Copolymer-Dispersion /3/

<u>Anmachflüssigkeit:</u> Wasser / Kunststoff-Copolymer-Dispersion 2 / 1 [Gew.-%]
<u>Frischmörtel:</u> Trockenmörtel / Anmachflüssigkeit 100 / 12 [Gew.-%]

Tabelle 24: Mischungsverhältnisse des PCC-Mörtels nach Herstellerangaben /3/

Längenänderung 0/00 bezogen auf die Ausgangsspannung bei (23 ± 2) °C		
	nach Erwärmung bei (80 ± 2) °C	nach Erwärmung bei (23 ± 2) °C
Mittelwert	0,733	0,133

$$\text{Wärmedehnzahl } \alpha_{23/80} = 12,9 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$$

Tabelle 25: Thermische Dehnung des PCC-Spritzmörtels, ermittelt in Anlehnung an DIN 42 450 /3/

	bez. Biegezug- festigkeiten [%] $\frac{\beta_{BZ}^{Ca(OH)_2}}{\beta_{BZ}^{(o)}} \cdot 100 \%$	bez. Druck- festigkeiten [%] $\frac{\beta_D^{Ca(OH)_2}}{\beta_D^{(o)}} \cdot 100 \%$
Mittelwert *)	36,5	96,8

*) 28-tägige Lagerung in Calciumhydroxidlösung (50 ± 2) °C
und Prüfung nach 90 Tagen

Tabelle 26: Beständigkeit des PCC-Mörtels gegen Calciumhydroxid-
lösung /3/

Probenalter [d]	1	2	3	7	28	90
Gewicht [g]	576	573,8	571,9	570,0	567,2	566,1
Längenänderung [‰]	-	0,07	0,10	0,28	0,75	0,95

Tabelle 27: Schwindverhalten des PCC-Mörtels, ermittelt nach
DIN 42 450 /3/

	1	2	7	28
Rohdichte ¹⁾ [kg/dm ³]	2,21	2,20	2,18	2,16
Biegezugfestigkeit ¹⁾ [N/mm ²]	4,0	5,1	6,5	10
Druckfestigkeit ¹⁾ [N/mm ²]	15	24	41	48

¹⁾ Mittelwerte

Tabelle 28: Festmörteleigenschaften des PCC-Mörtels nach
DIN 18 555 Teil 3 /3/

Proben- alter [d]	dynamischer Elastizitätsmodul [N/mm ²] (Mittelwerte)	
	Lagerung 23 °C	Lagerung 80 °C
28	37500	33500

Tabelle 29: Dynamischer Elastizitätsmodul des
PCC-Spritzmörtels /3/

Halogengehalt gemahlenen, 7 Tage alten Festmörtels [M.-%]	0,007		
Stromdichte von PCC-Spritzmörtelproben [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Probe	1 h	24 h
	1	0,1	0,1
	2	0,1	0,1
	3	0,1	0,1

Tabelle 30: Halogengehalt und Stromdichte des
PCC-Spritzmörtels /3/

Zeit [h]	Ausbreitmaße ²⁾ [cm]		
	Normalklima 23 °C	Normalklima 5 °C	Normalklima 30 °C
sofort (3 min)	16,0	17,0	16,0
0,25	15,6	16,0	16,0
0,50	15,2	16,0	15,2
0,75	15,0	15,5	14,5
1,00	14,8	15,5	14,0
1,25	14,3	15,1	13,8
1,50	14,0	14,8	13,5
2,00	13,8	14,0	12,5
4,00	11,0	13,0	n.b. ¹⁾
6,00	n.b. ¹⁾	n.b. ¹⁾	n.b. ¹⁾

1) n.b.: nicht bestimmbar

2) nach DIN 18 555 Teil 2

Tabelle 31: Konsistenzmessung und Prüfung des temperatur- und zeitabhängigen Ansteifens /3/

Rohdichte [g/cm ³] ¹⁾		Luftporengehalt [Vol.-%] ¹⁾	
Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert
2,212 2,220 2,210	2,214	4,4 3,8 4,2	4,1

1) gespritzte Frischmörtelproben

Tabelle 32: Frischmörtelrohddichte und Luftporengehalt des PCC-Spritzmörtels in Anlehnung an DIN 18 555 Teil 2 /3/

Baustoff	Eingebaut in Deckenplatte Nr.	Ausbreitmaß (cm)	Frischbetonrohddichte (kg/dm ³)
MS-Spritzmörtel	He 1; He 2; He 3; Gö 3	36	2,28
MS-Ortbeton	He 2	40	2,40
Verbundestrich	He 1	43	-
Fließbeton	He 3	56	2,39
Füllbeton	Gö 3	55	2,29
PCC-Stahlfaser-spritzmörtel ¹⁾	-	-	-

1) siehe Tabellen 22 bis 32

Tabelle 33: Frischbetoneigenschaften der verwendeten Sanierungsbaustoffe

Prüfkörper							Prüfung auf			
	Zylinder Ø (mm)	h/d (-)	Würfel l/b/h (cm)	Prismen l/b/h (cm)	Anzahl n (-)	Alter t (d)	Zugfestigkeit	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	E-Modul
Spritzmörtel	100	2,0	-	-	6	28	X			
	100	2,0	-	-	5	113	X			
	100	2,0	-	-	6	177	X			X
	-	-	-	16/4/4	3	28		X	X	
	-	-	-	16/4/4	3	90		X	X	
	-	-	15/15/15	-	3	28		X		
	-	-	15/15/15	-	3	111		X		
	-	-	15/15/15	-	3	154		X		
	100	1,0	-	-	6	28		X		
	100	1,0	-	-	6	112		X		
	100	2,0	-	-	12	117		X		X
Ortbeton	-	-	15/15/15	-	3	28		X		
	100	1,0	-	-	6	28		X		
	100	1,0	-	-	6	112		X		
	100	1,0	-	-	4	153		X		
	100	2,0	-	-	6	117		X		X

Tabelle 34: Umfang der Materialuntersuchungen an Prüfkörpern aus micro-silica-modifiziertem Spritzmörtel oder MS-Ortbeton

Prüfkörper						Prüfung auf	
Material	Zylinder Ø (mm)	h/d (-)	Würfel l/b/h (cm)	Anzahl n (-)	Alter t (d)	Druck- festigkeit	E-Modul
Verbund- estrich (He 1)	100	2,0	-	6	28	X	X
	100	2,0	-	6	77	X	
	100	2,0	-	3	77	X	X
Fließ- beton (He 3)	-	-	15/15/15	3	28	X	
	-	-	15/15/15	3	121	X	
	100	2,0	-	6	137	X	

Tabelle 35: Umfang der Materialuntersuchungen an Prüfkörpern aus Estrichmörtel und Fließbeton als Druckbeton für die Stahlsteindecken He 1 und He 3

Prüfkörper					Prüfung auf			
Zylinder Ø (mm)	h/d (-)	Prismen l/b/h (cm)	Anzahl n (-)	Alter t (d)	Zug- festigkeit	Druck- festigkeit	Biegezug- festigkeit	E-Modul
100	1,5	-	6	33	X			
100	2,0	-	6	173	X			
100	1,0	-	9	28		X		
100	2,0	-	5	119		X		
100	2,0	-	5	119		X		X
-	-	70/15/10	3	216			X	
-	-	70/15/15	3	209			X	

Tabelle 36: Umfang der Materialuntersuchungen an Prüfkörpern aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Prüfkörper					Prüfung auf		
Zylinder Ø (mm)	h/d (-)	Würfel l/b/h (cm)	Anzahl n (-)	Alter t (d)	Zug- festigkeit	Druck- festigkeit	E-Modul
100	2,0	-	6	28	X		
100	2,0	-	6	189	X		
100	2,0	-	5	194	X		X
-	-	15/15/15	3	28		X	
100	1,0	-	6	30		X	
100	1,0	-	6	126		X	
80	1,0	-	5	167		X	
100	2,0	-	5	202		X	X

Tabelle 37: Umfang der Materialuntersuchungen an Prüfkörpern aus Füllbeton der Stahlsteindecke Gö 3



Bild 24: Abplatzungen an den Deckenziegeln der Stahlsteindecke
Helmstedt, Marienthal-Horst



Bild 25: Freiliegende Bewehrung im Bereich der Abplatzungen an
den Deckenziegeln der Stahlsteindecke Helmstedt,
Marienthal-Horst



Bild 26: Entnahme von Plattenstreifen aus vorhandenen Stahlsteindecken: Überschnittbohrungen im Kreuzungspunkt der Trennschnitte



Bild 27: Entnahme von Plattenstreifen aus vorhandenen Stahlsteindecken: Durchführung der Schneidarbeiten mit Hilfe eines Diamant-Fugenschneiders

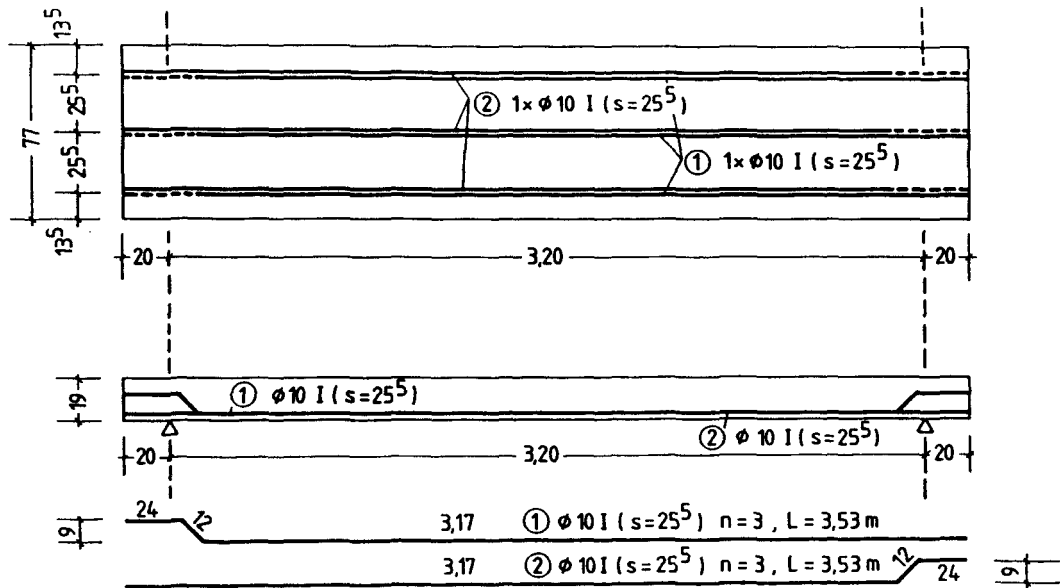


Bild 28: Entnahme von Plattenstreifen aus vorhandenen Stahlsteindecken: An der Oberseite der Plattenstreifen montierte Hebetraverse



Bild 29: Entnahme von Plattenstreifen aus vorhandenen Stahlsteindecken: Herausheben des freigeschnittenen Plattenstreifens aus der Geschoßdecke

Bewehrungsplan der „Helmstedter“ Stahlsteindecke
(unverstärkter Zustand)



Bewehrungsplan der „Göttinger“ Stahlsteindecke
(unverstärkter Zustand)

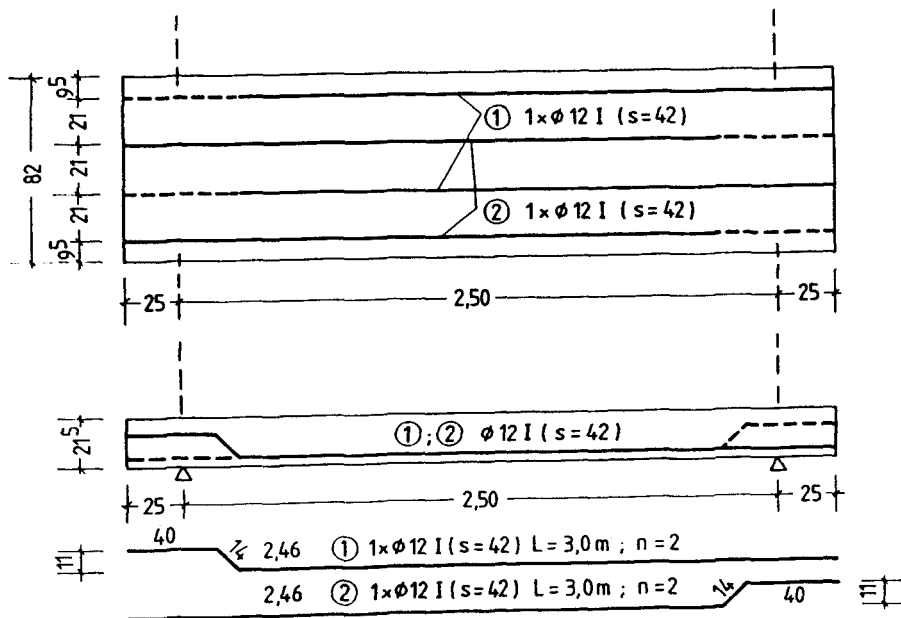


Bild 30: Bewehrungspläne der unverstärkten Stahlsteindecken

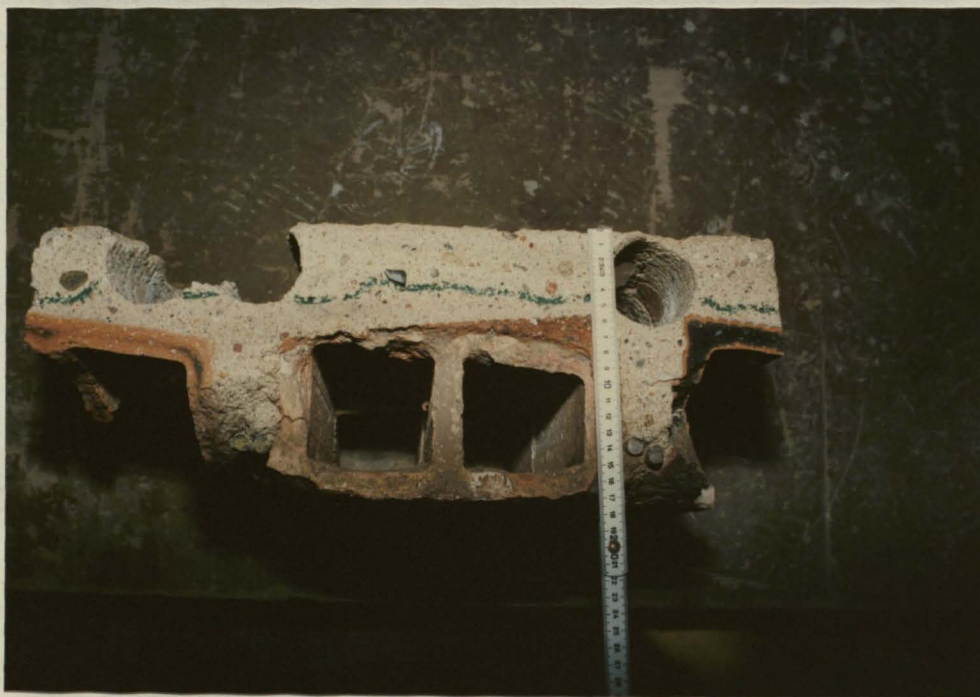


Bild 31: Betonierfuge im Bereich der Druckbetonschicht der
"Helmstedter" Stahlsteindecke

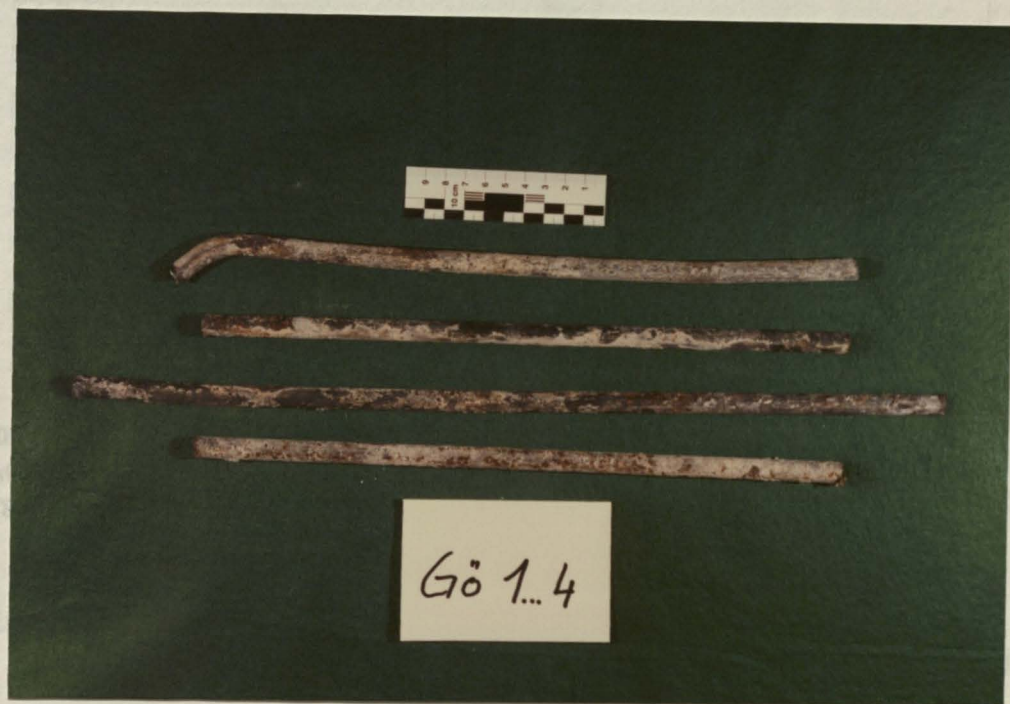


Bild 32: Stahlproben der vorhandenen Biegebewehrung der
"Göttinger" Stahlsteindecke

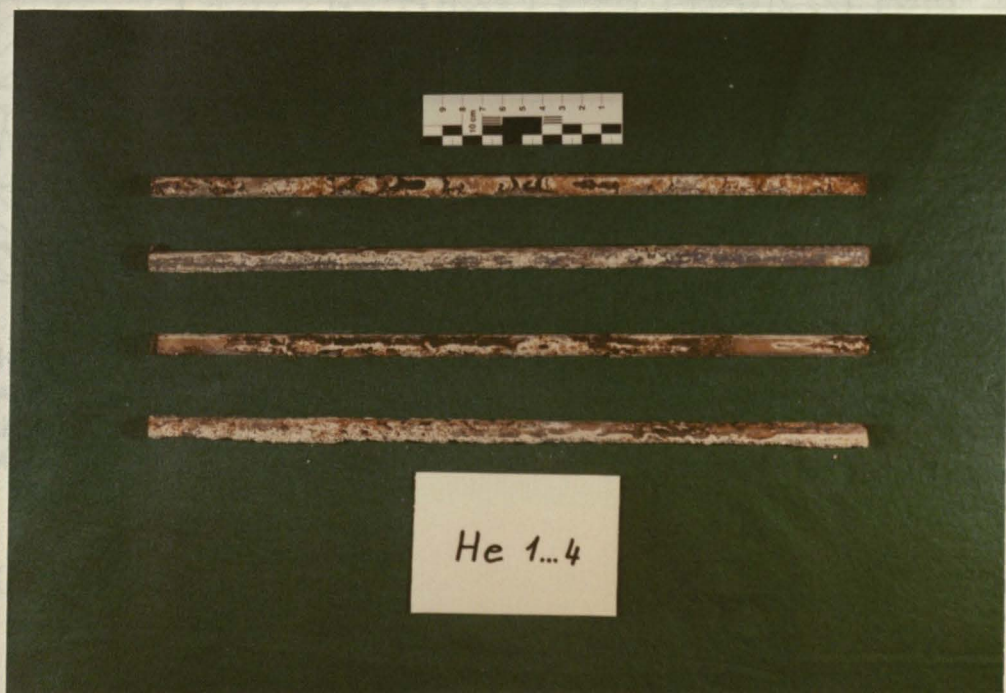


Bild 33: Stahlproben der vorhandenen Biegebewehrung der
"Helmstedter" Stahlsteindecke

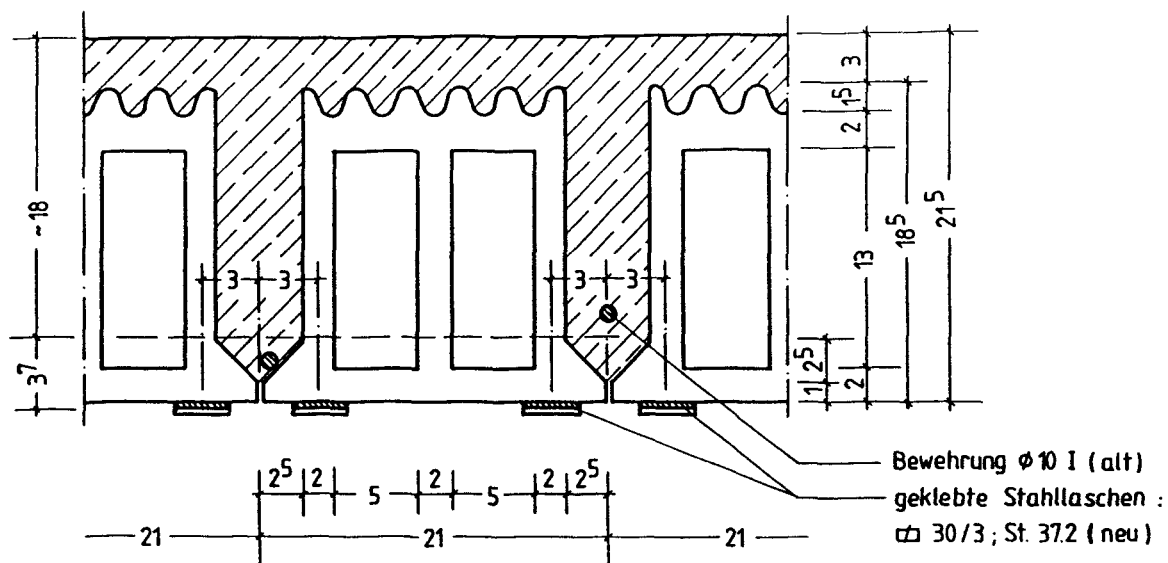


Bild 34: Querschnitt der verstärkten Stahlsteindecke Gö 1

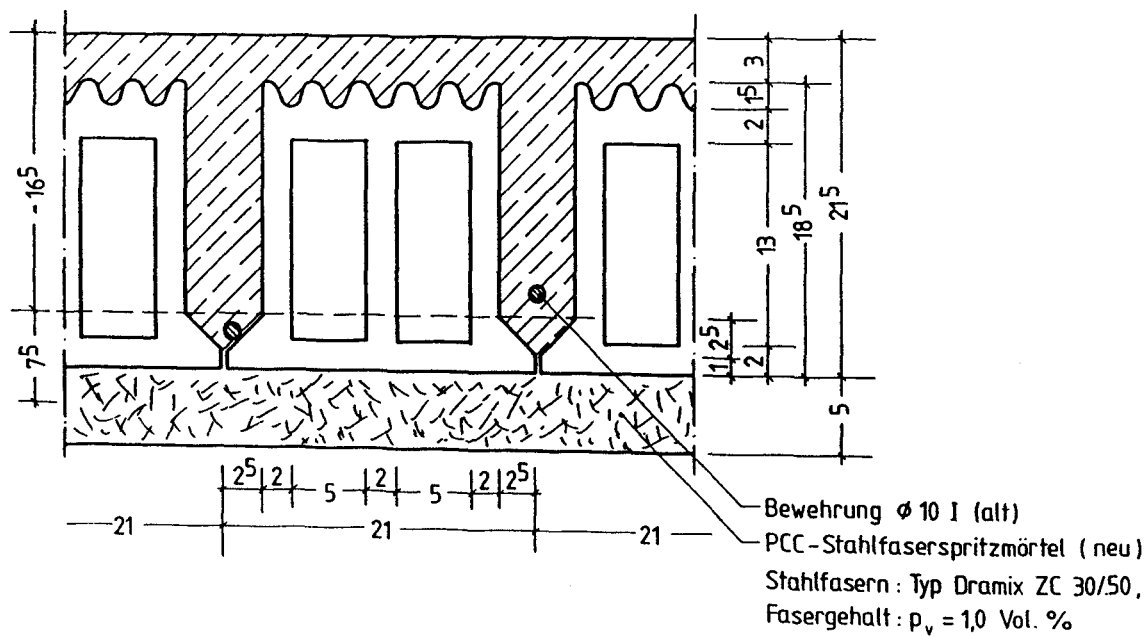


Bild 35: Querschnitt der verstärkten Stahlsteindecke Gö 2

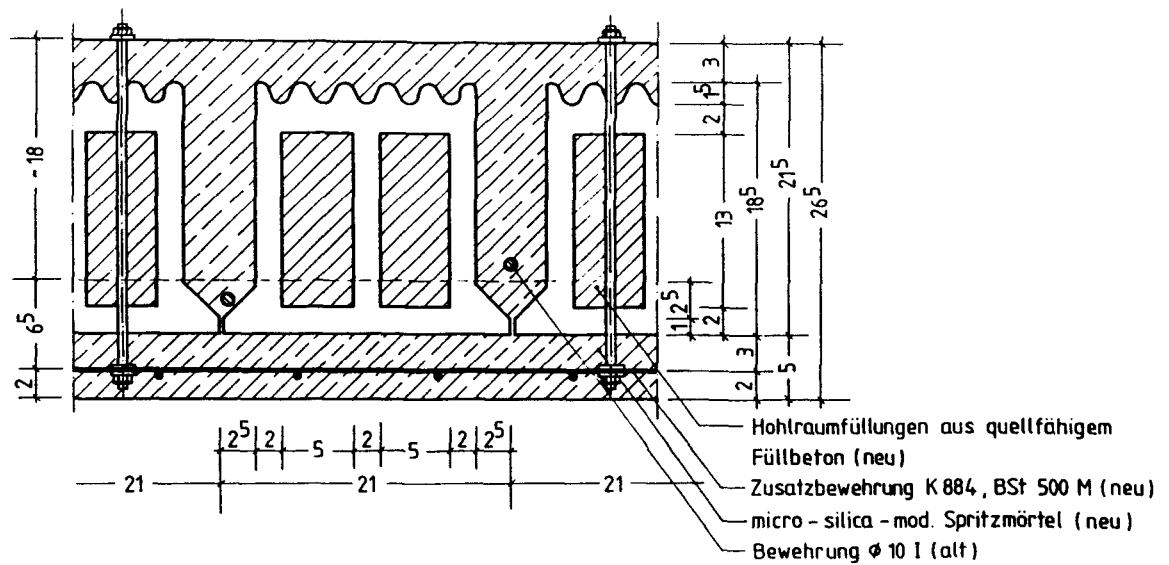


Bild 36: Querschnitt der verstärkten Stahlsteindecke Gö 3

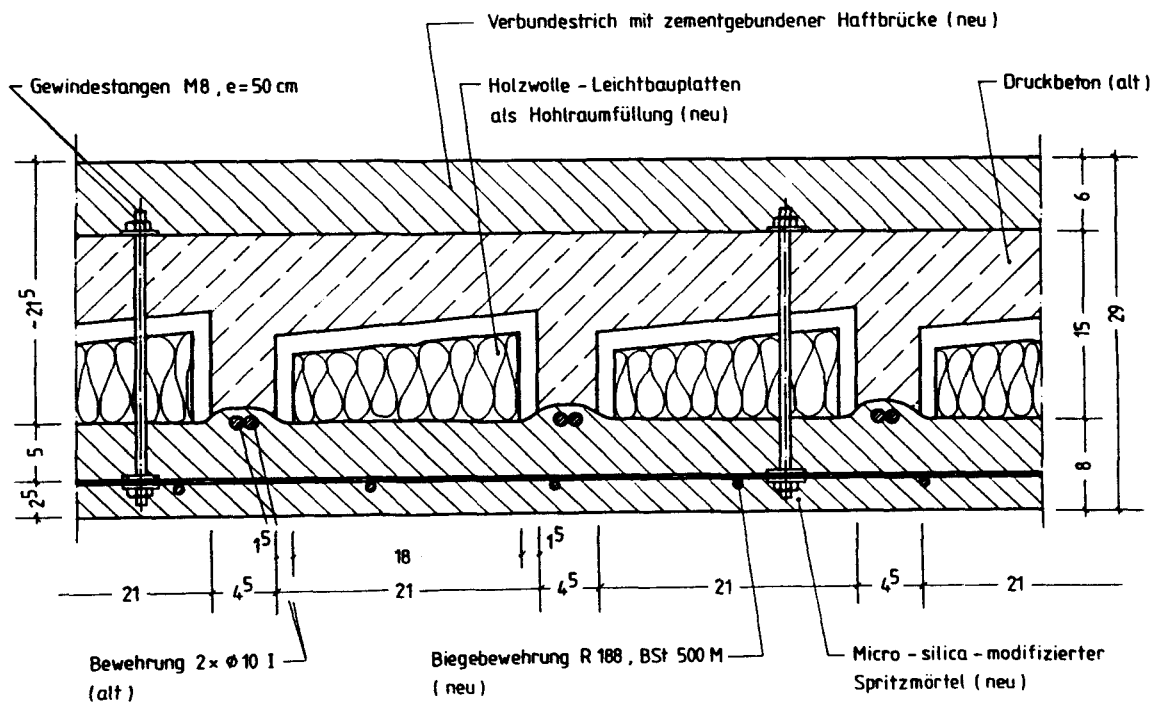


Bild 37: Querschnitt der verstärkten Stahlsteindecke He 1

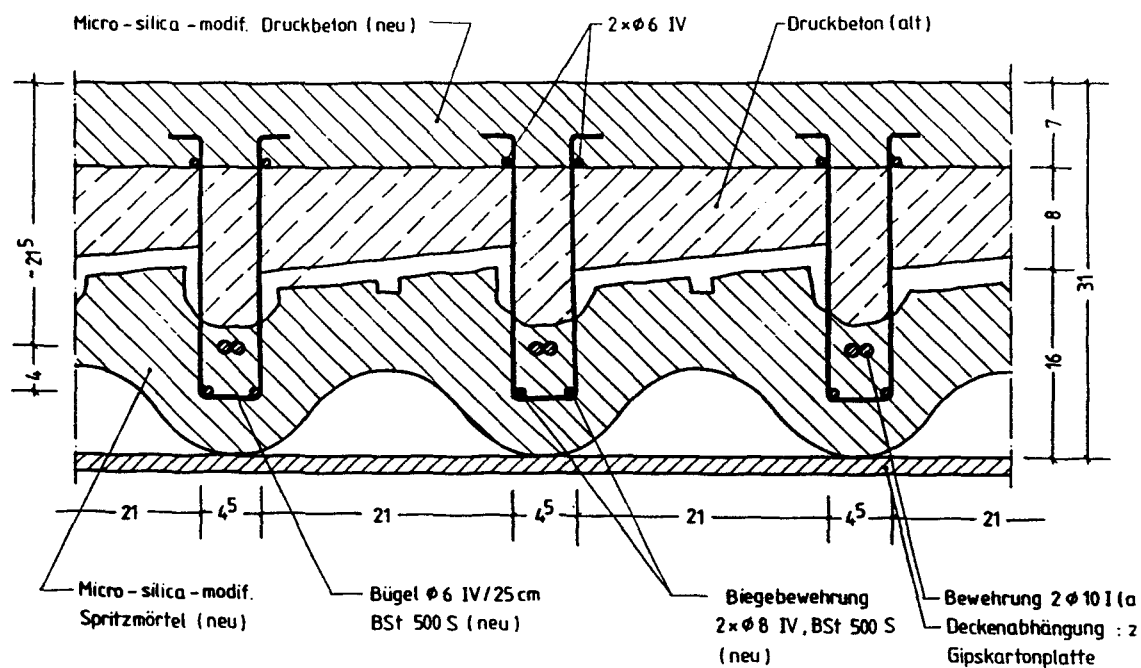


Bild 38: Querschnitt der verstärkten Stahlsteindecke He 2

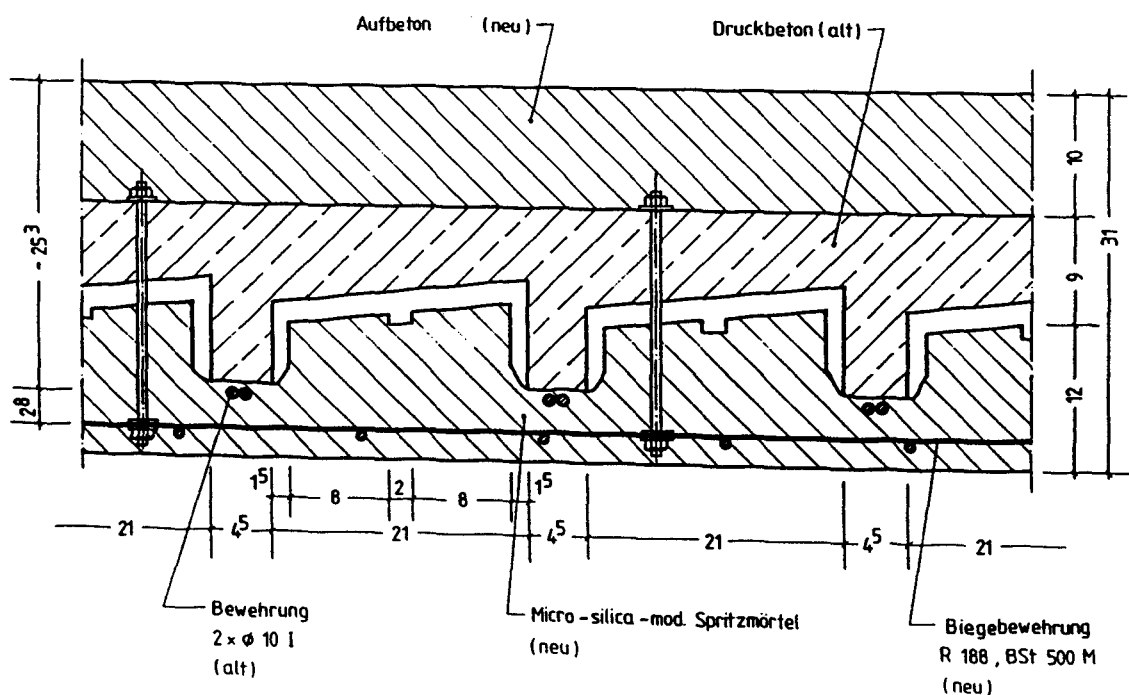
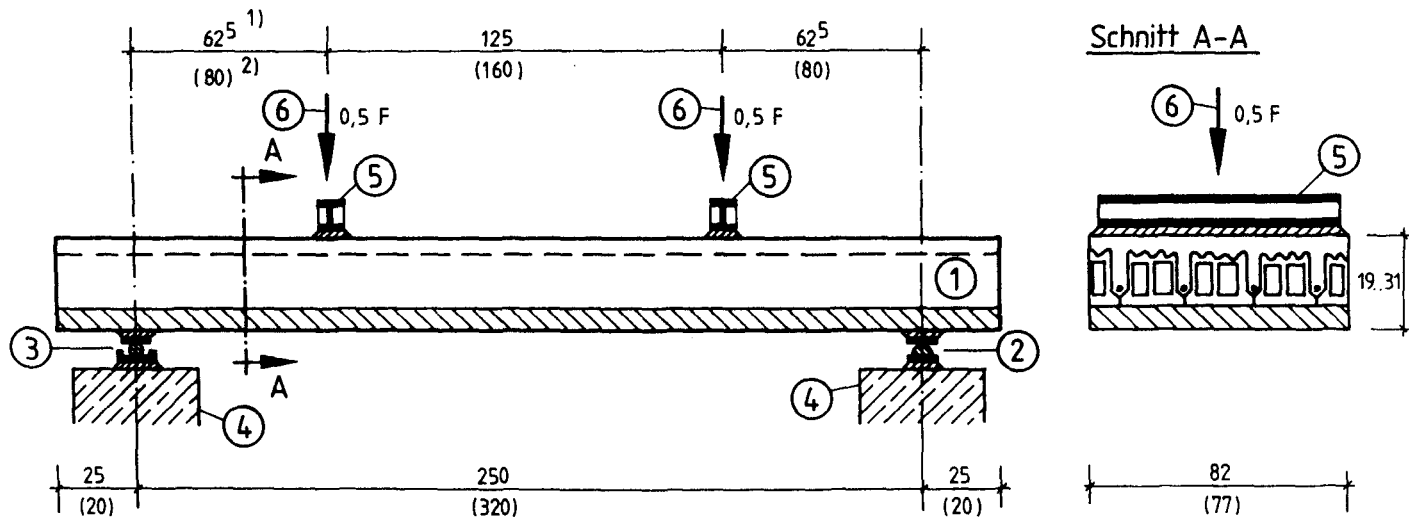


Bild 39: Querschnitt der verstärkten Stahlsteindecke He 3

Prüfstand der Stahlsteindecken



1) Maße beziehen sich auf die Stahlsteindecken Gö 0 bis Gö 3

2) in (...) dargestellte Maße beziehen sich auf die Stahlsteindecken He 0 bis He 3

- ① Versuchskörper
- ② unverschiebliches Rollenlager
- ③ verschiebliches Rollenlager
- ④ Betonblöcke zur Auflagerung

- ⑤ Lasteinleitungsträger
- ⑥ durch hydraulische Druck -
zylinder aufgebrachte Einzel -
last

Bild 40: Prüfstand zur Untersuchung von Stahlsteindecken

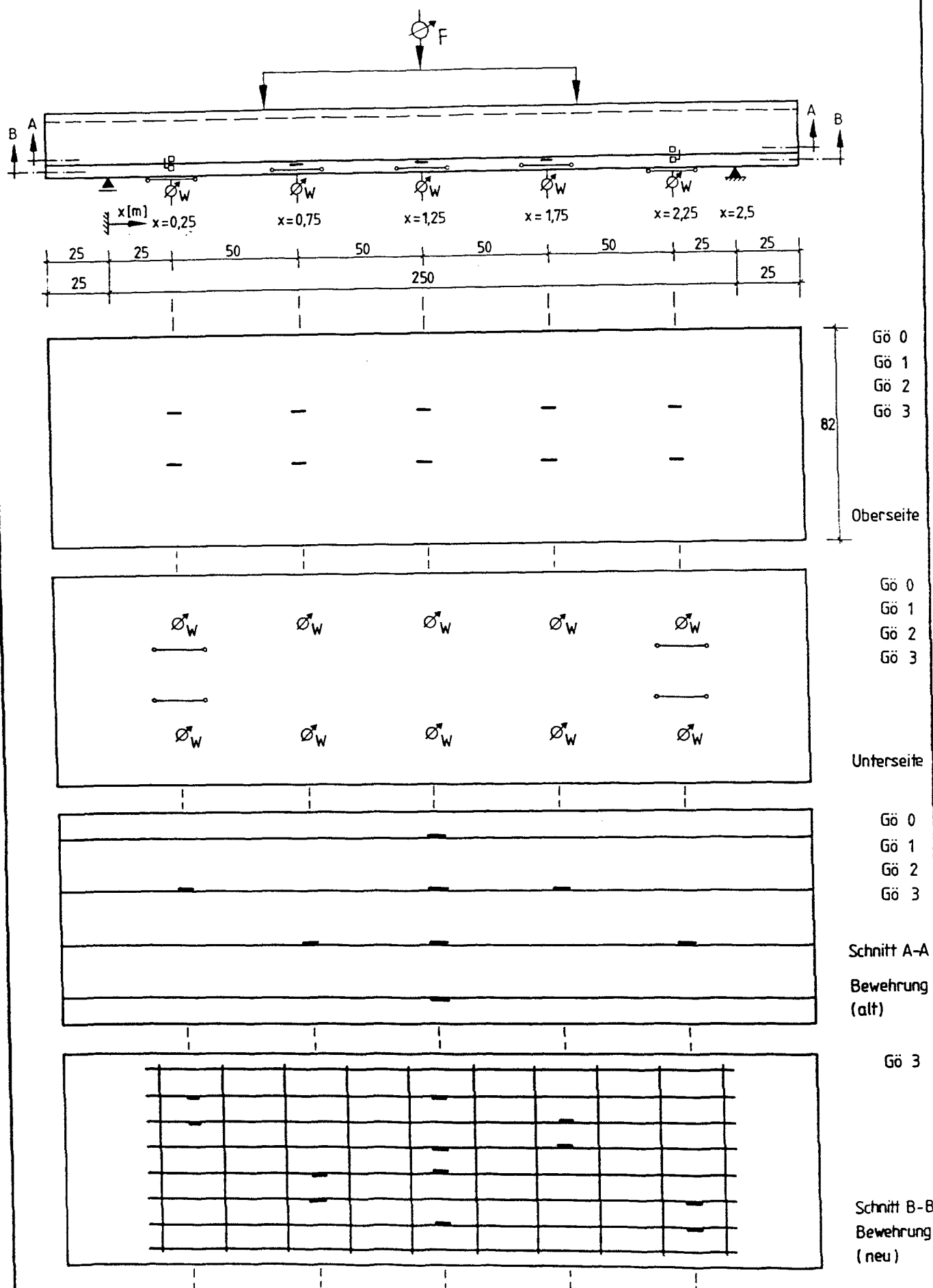


Bild 41:
Meßstellenbelegungspläne der
"Göttinger" Stahlsteindecken

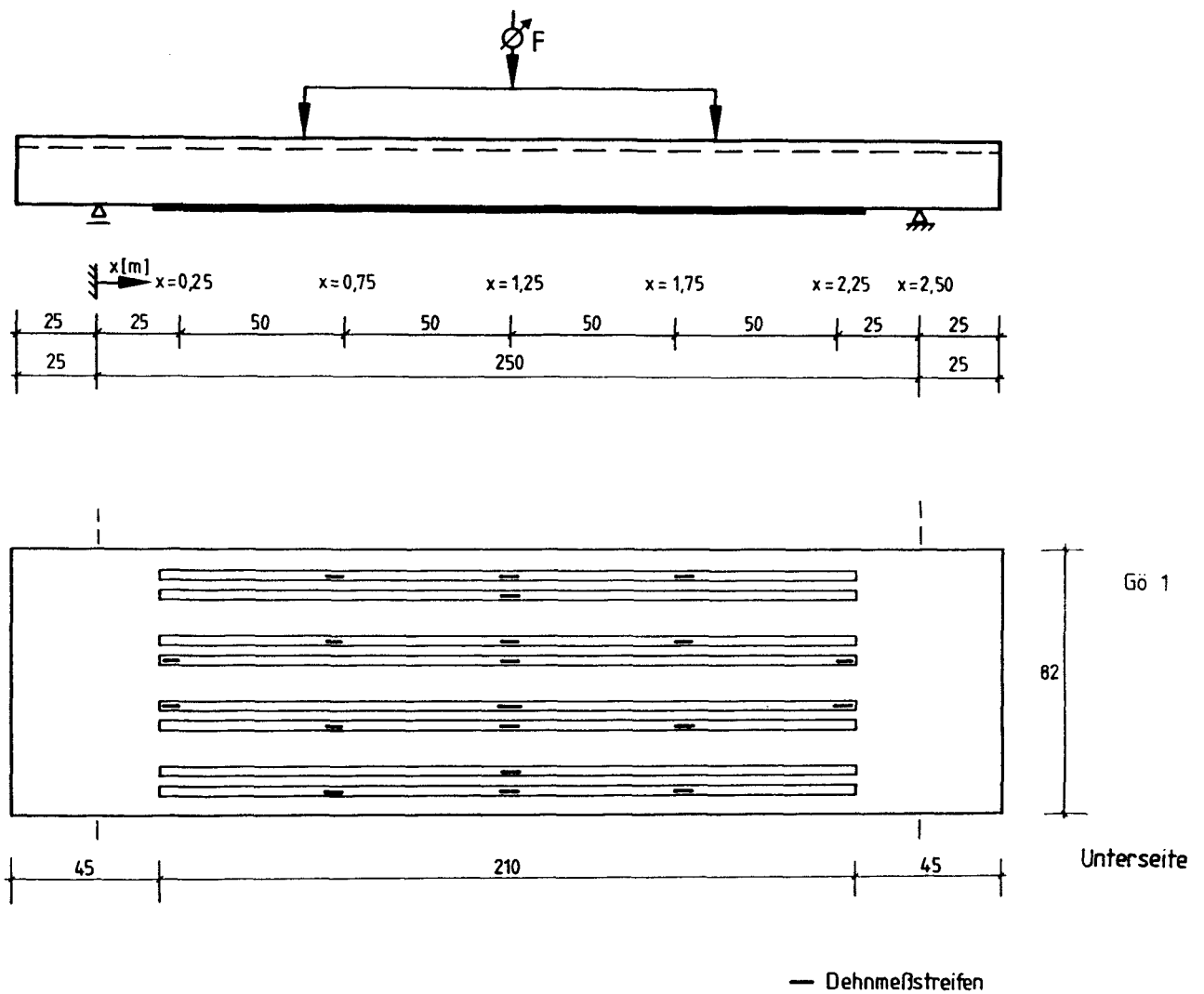
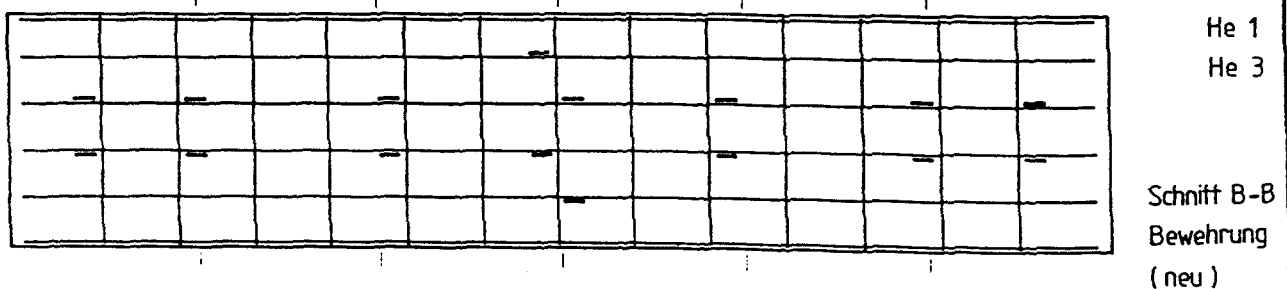
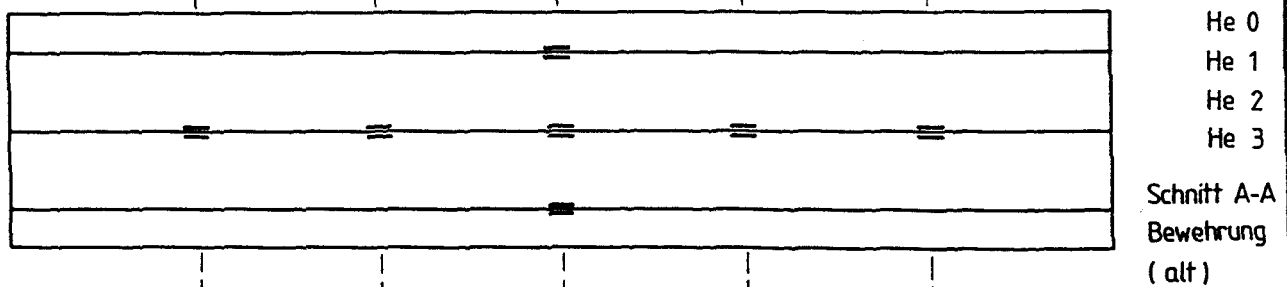
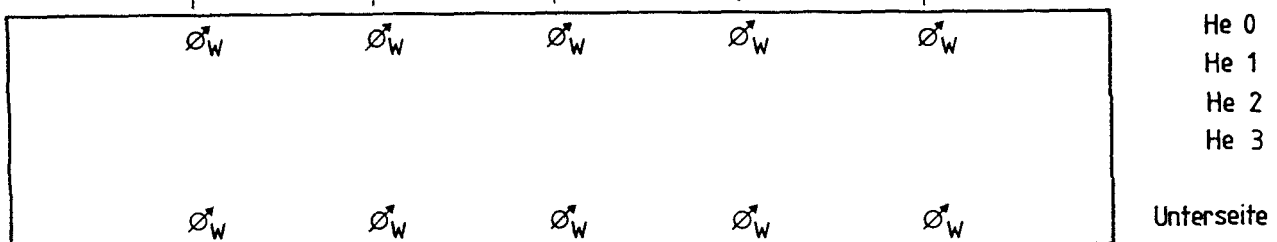
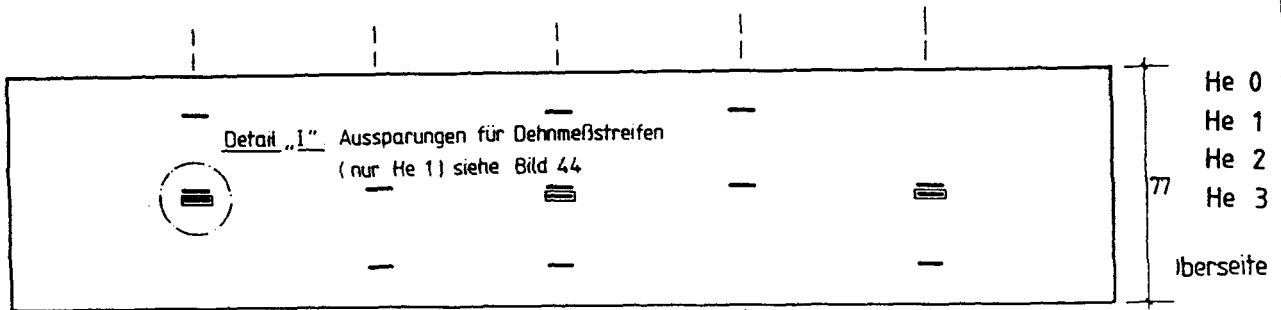
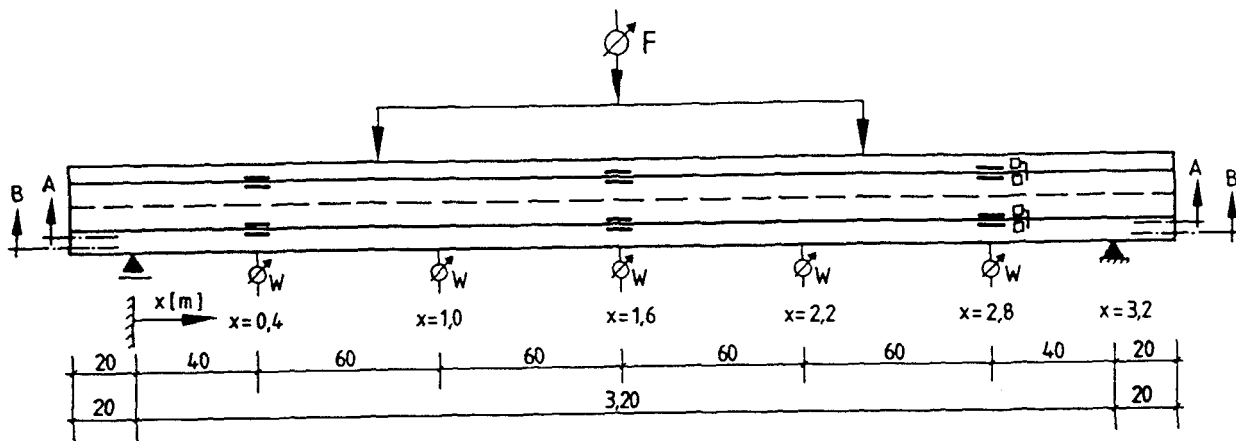


Bild 42:
 Meßstellenbelegungsplan für die
 DMS der Stahllaschen der Stahl-
 steindecke Gö 1



Legende :

Bild 43:
Meßstellenbelegungspläne der
"Helmstedter"-Stahlsteindecken

$\downarrow F$ Pressenkraft
 $\downarrow W$ Durchbiegungen

$\square \square$ Verschiebungen
— Dehnungen

Detail „I“: Aussparungen für Dehnmeßstreifen

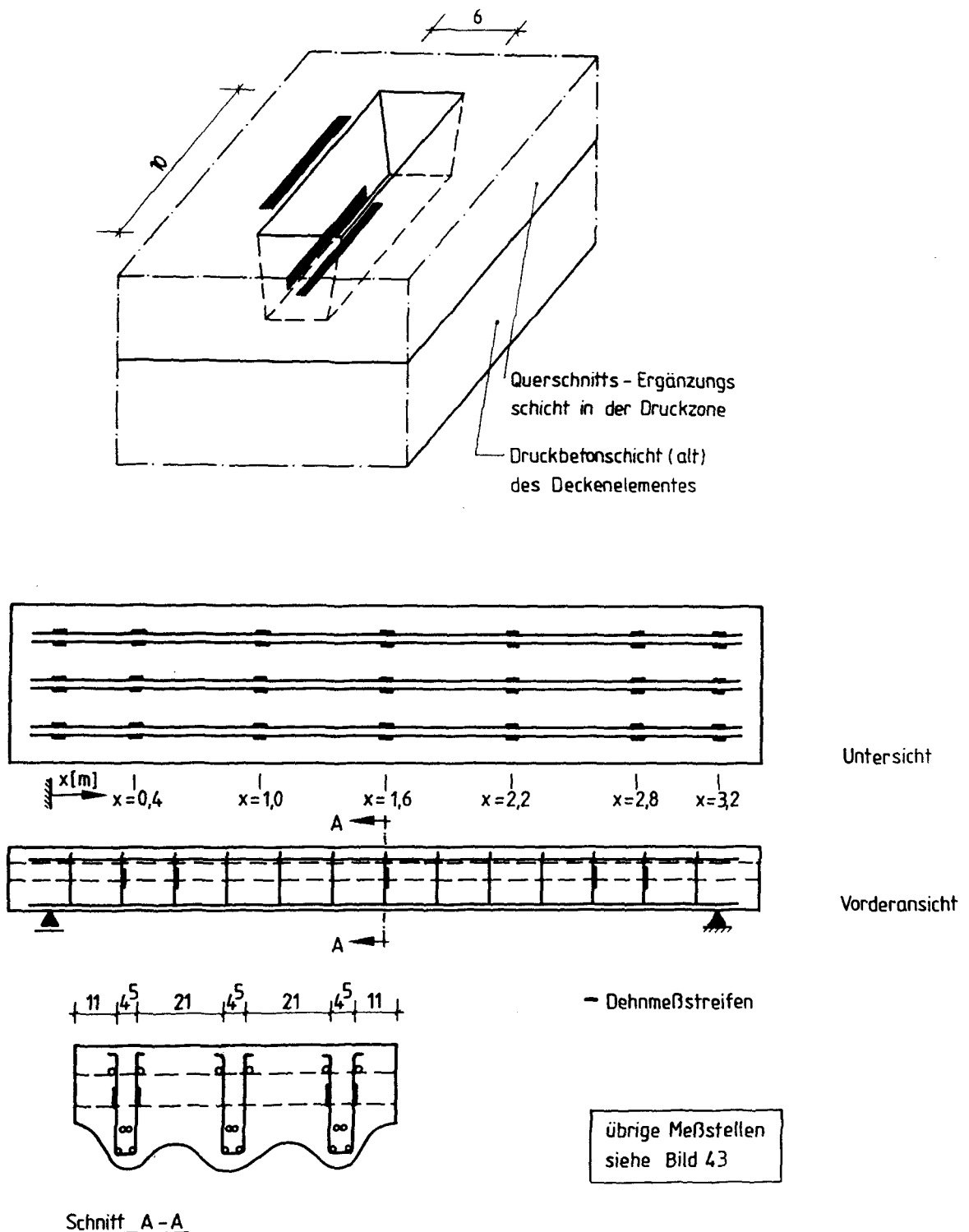
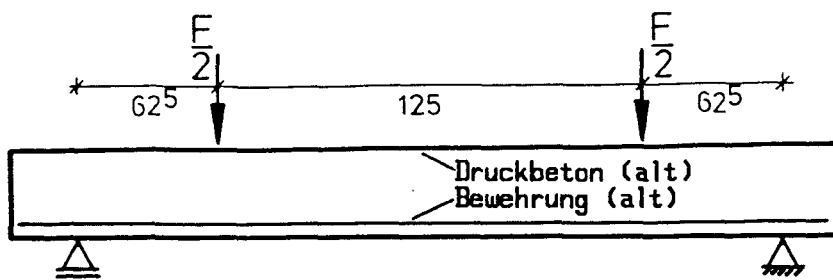
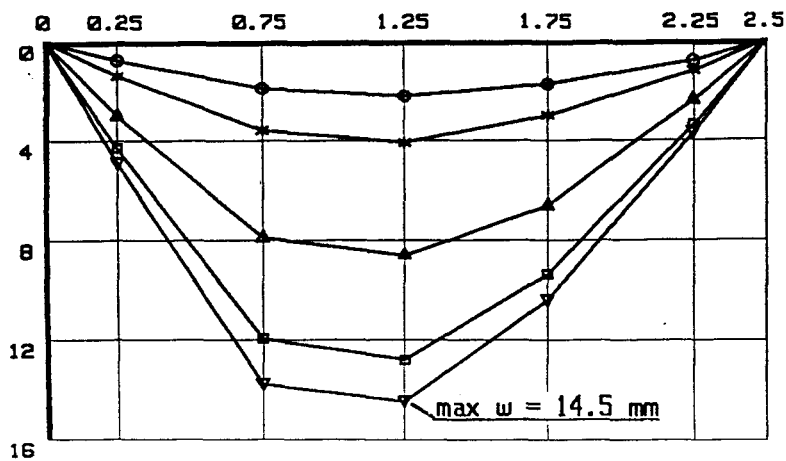


Bild 44: Aussparung für die DMS in der neuen Druckbetonschicht der Stahlsteindecke He 1 und Meßstellenbelegungspläne der neuen Bewehrung der Stahlsteindecke He 2

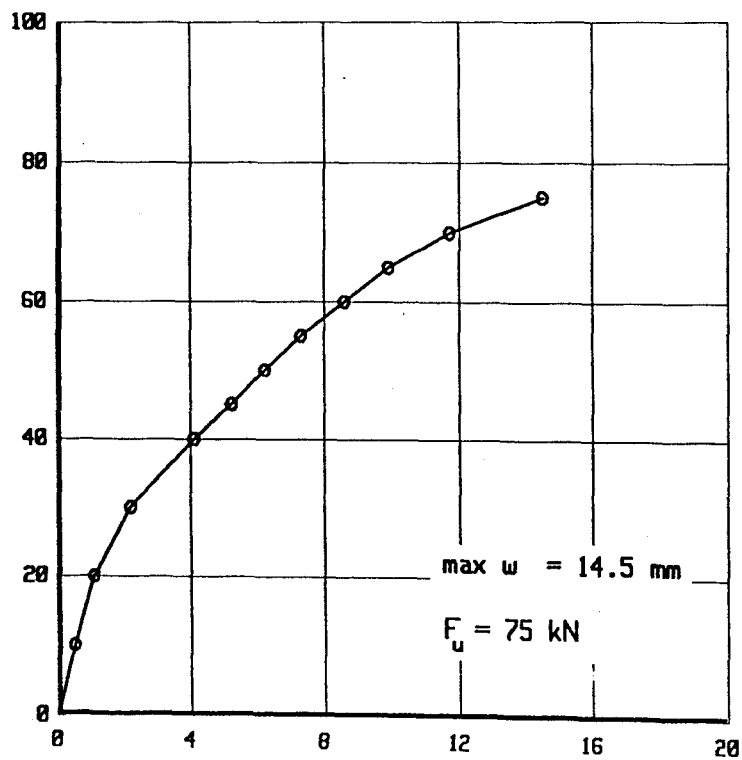


Gö 0

Durchbiegung w in mm

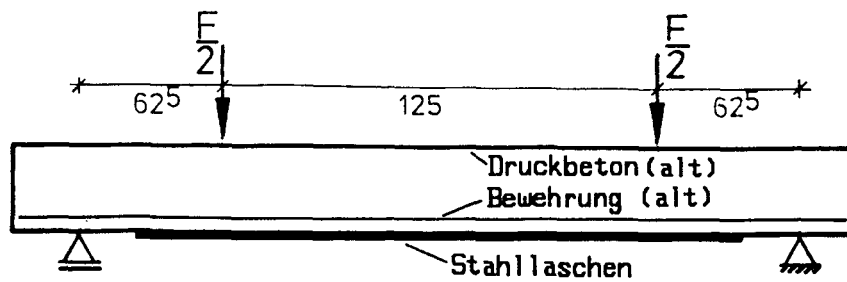


Last F in kN



Mittendurchbiegung w in mm

Bild 45: Durchbiegungen der Stahlsteindecke Gö 0



Gö 1

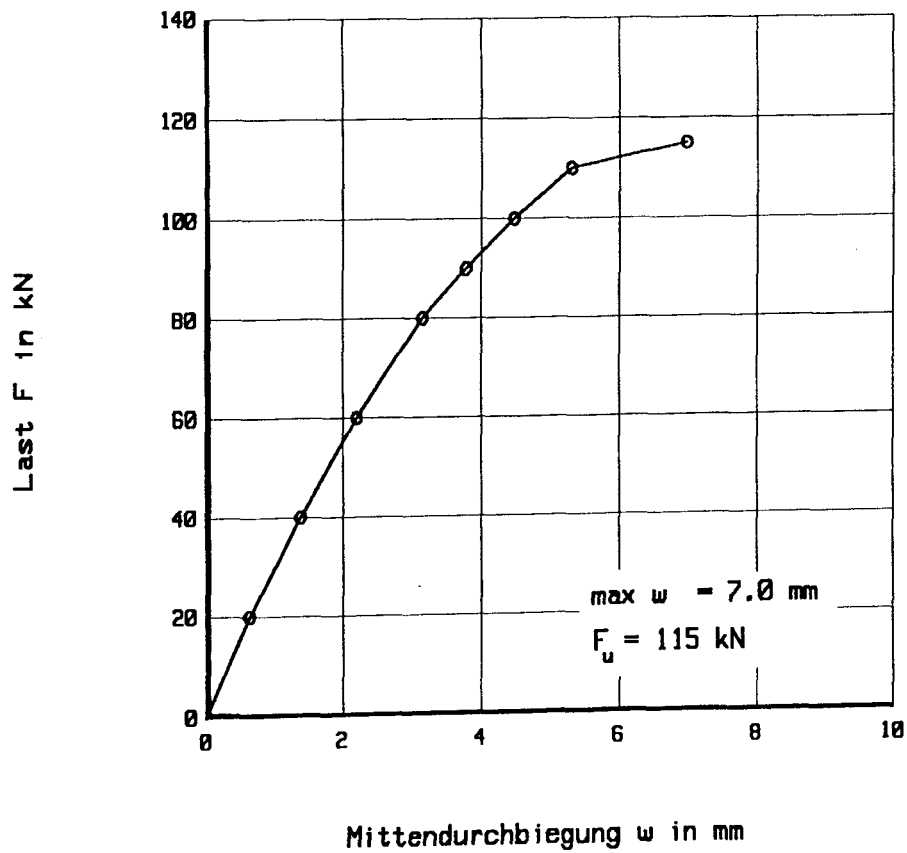
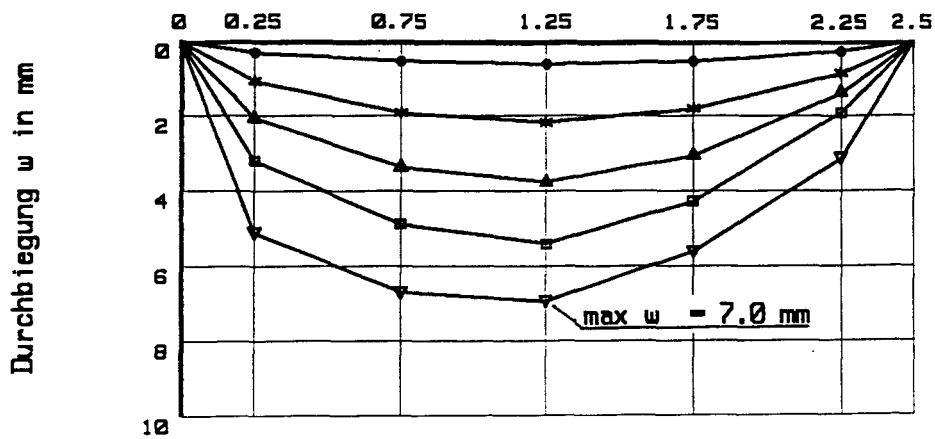
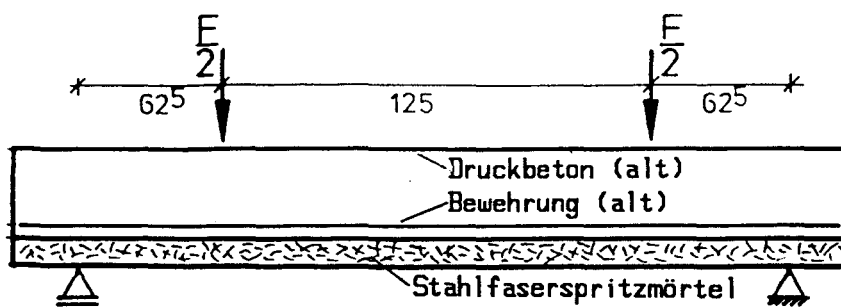
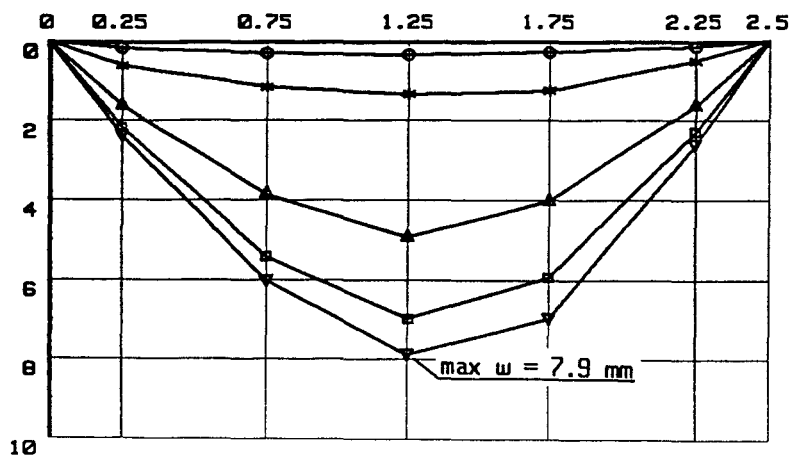


Bild 46: Durchbiegungen der Stahlsteindecke Gö 1



Gö 2

Durchbiegung w in mm



- $F = 20$ kN
- * $F = 60$ kN
- △ $F = 90$ kN
- $F = 100$ kN
- ▽ $F_u = 102.5$ kN

Last F in kN

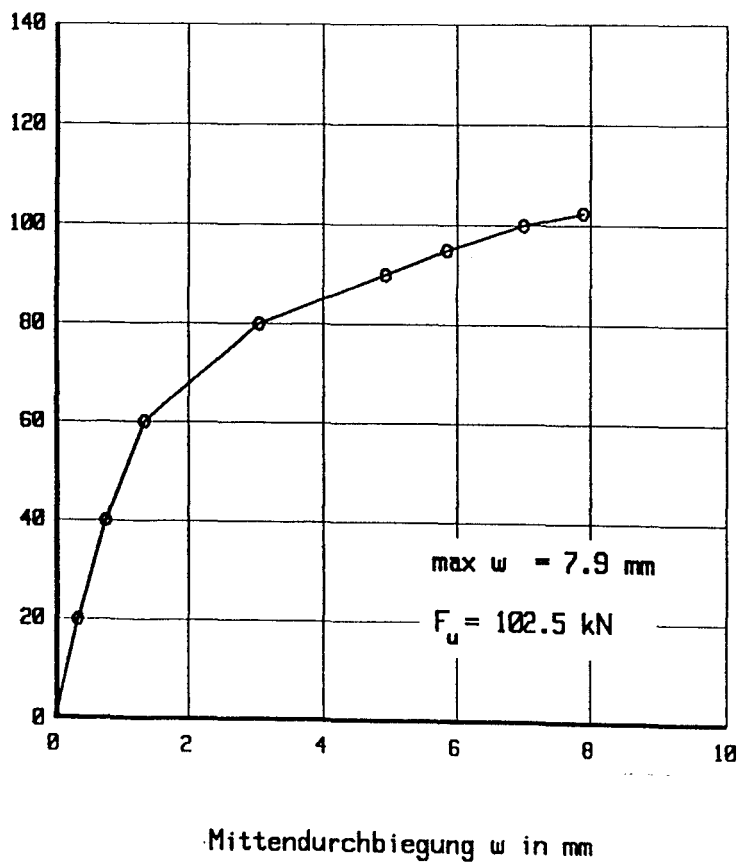
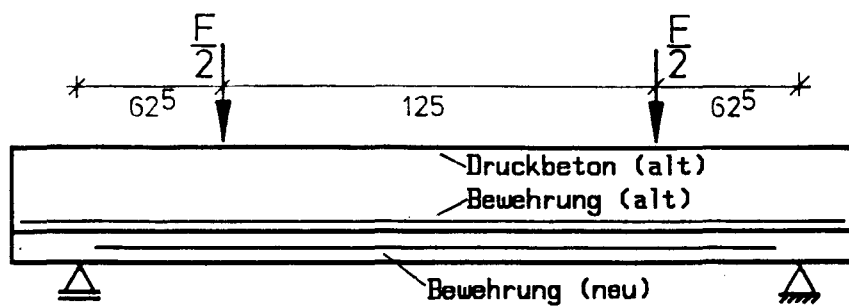
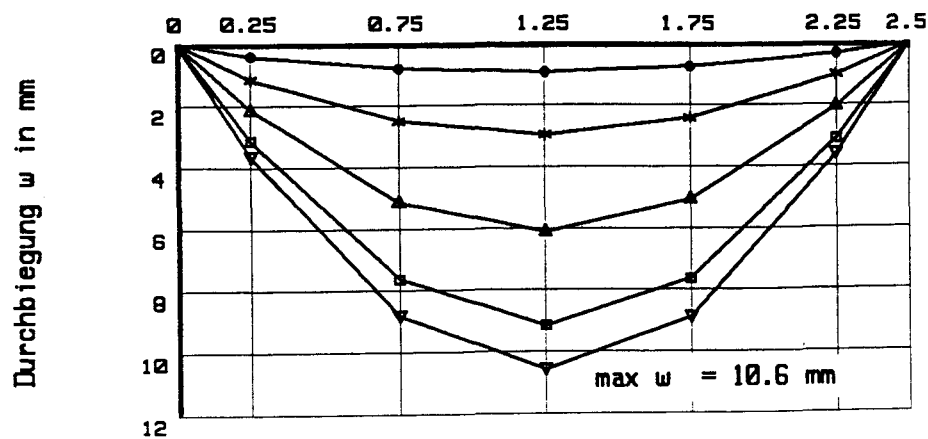


Bild 47: Durchbiegungen der Stahlsteindecke Gö 2



Gö 3



- $F = 40$ kN
- * $F = 100$ kN
- △ $F = 200$ kN
- $F = 280$ kN
- ▽ $F_u = 304$ kN

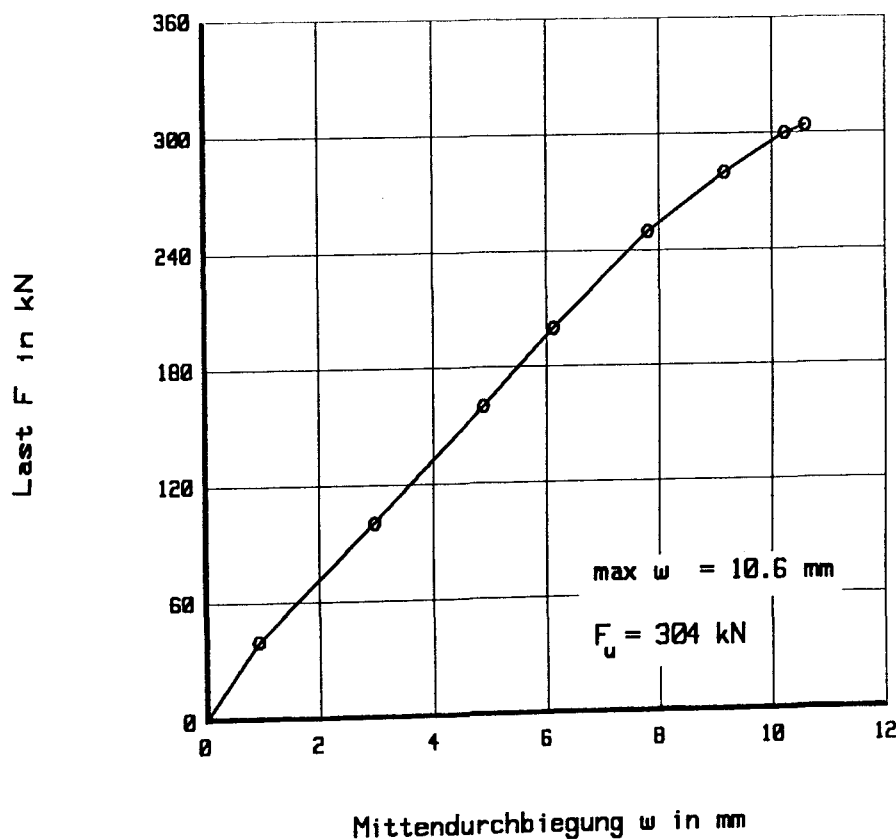
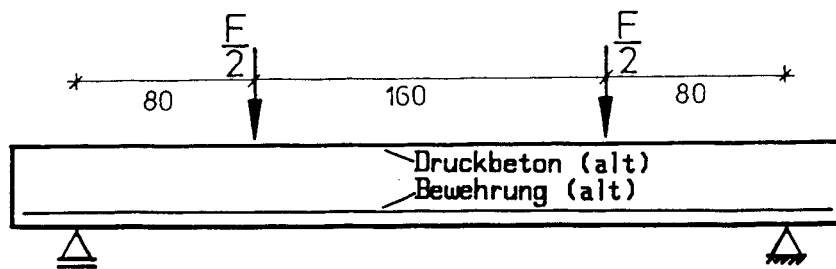
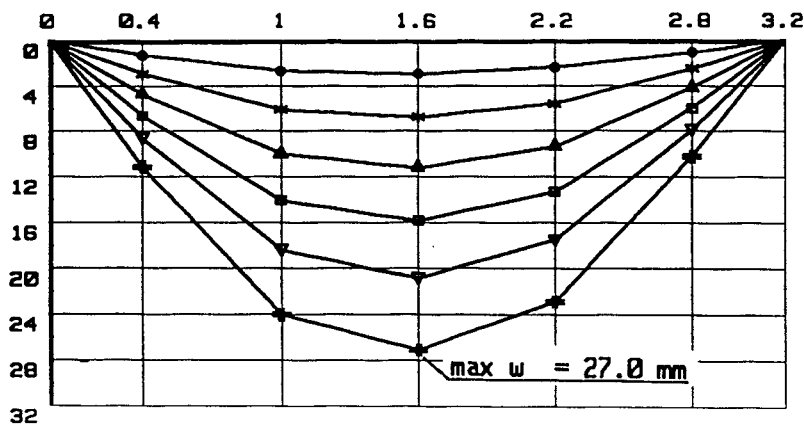


Bild 48: Durchbiegungen der Stahlsteindecke Gö 3



He 0

Durchbiegung w in mm



- $F = 8 \text{ kN}$
- * $F = 16 \text{ kN}$
- △ $F = 24 \text{ kN}$
- $F = 32 \text{ kN}$
- ▽ $F = 40 \text{ kN}$
- # $F_u = 48 \text{ kN}$

Last F in kN

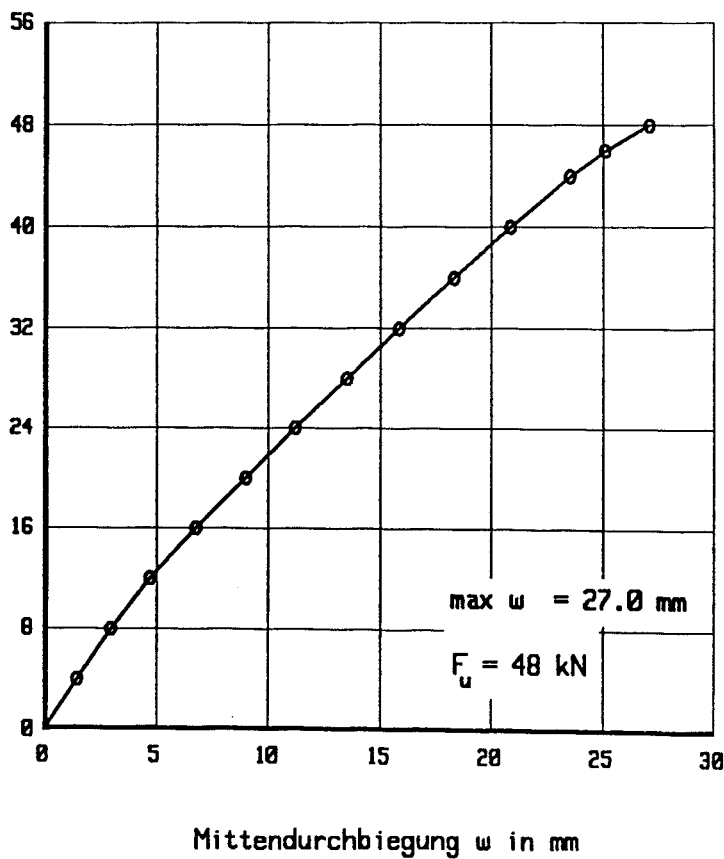
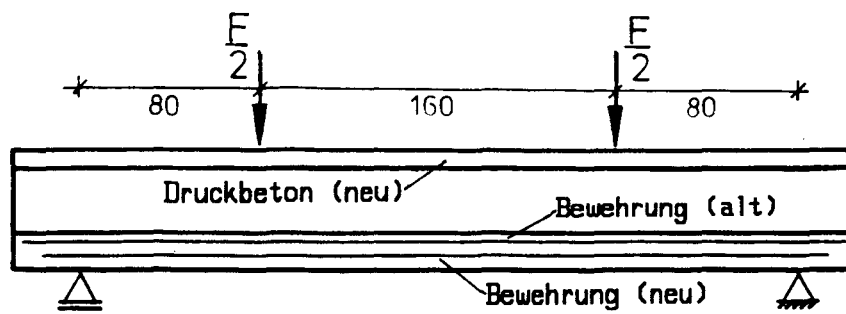
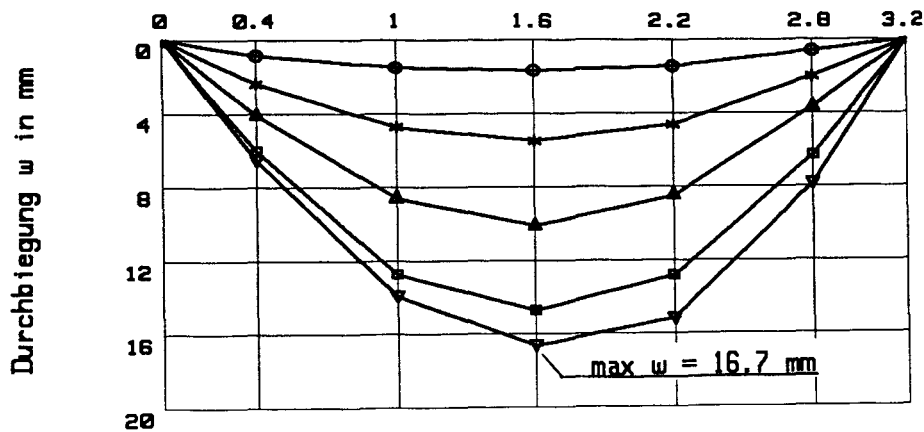


Bild 49: Durchbiegungen der Stahlsteindecke He 0



He 1



- $F = 48$ kN
- * $F = 92$ kN
- △ $F = 130$ kN
- $F = 146$ kN
- ▽ $F_u = 148$ kN

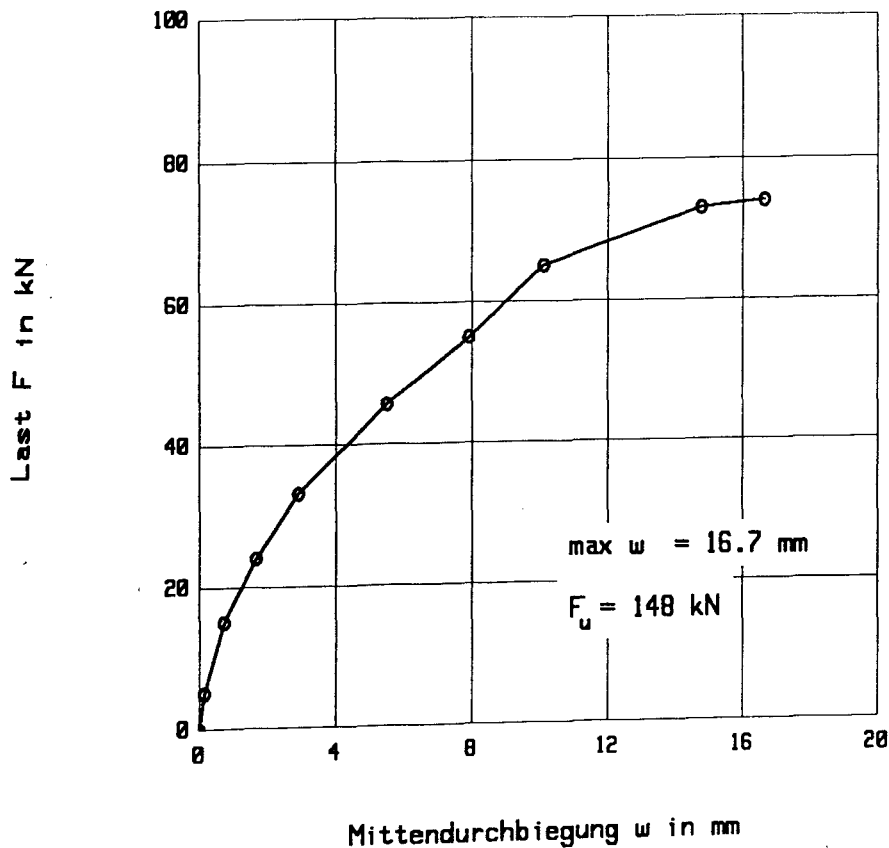
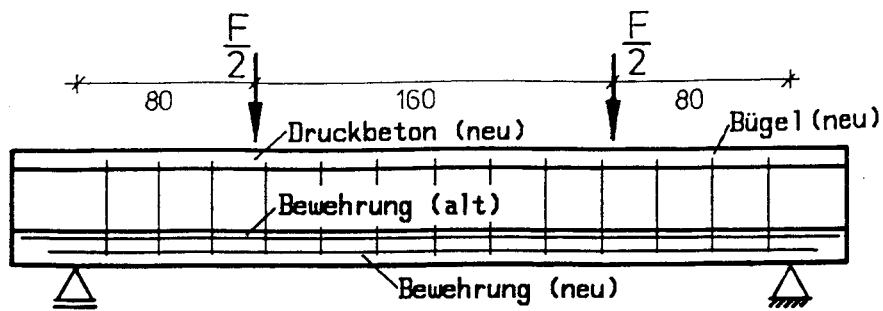
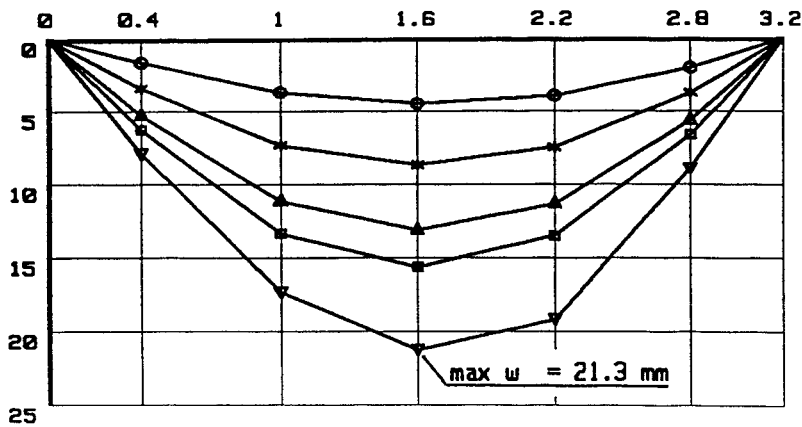


Bild 50: Durchbiegungen der Stahlsteindecke He 1



Durchbiegung w in mm



Last F in kN

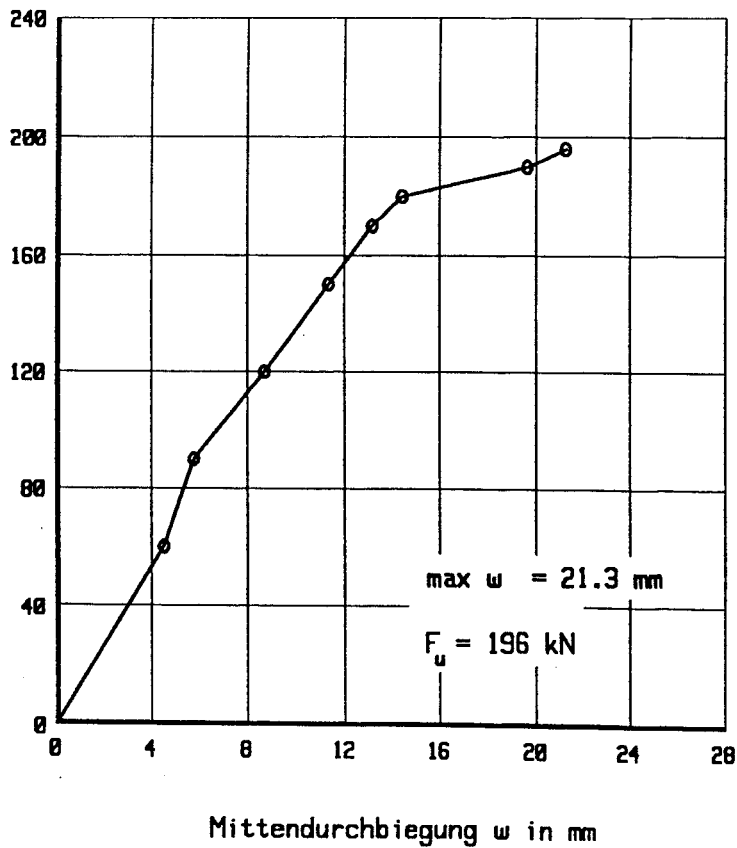


Bild 51: Durchbiegungen der Stahlsteindecke He 2

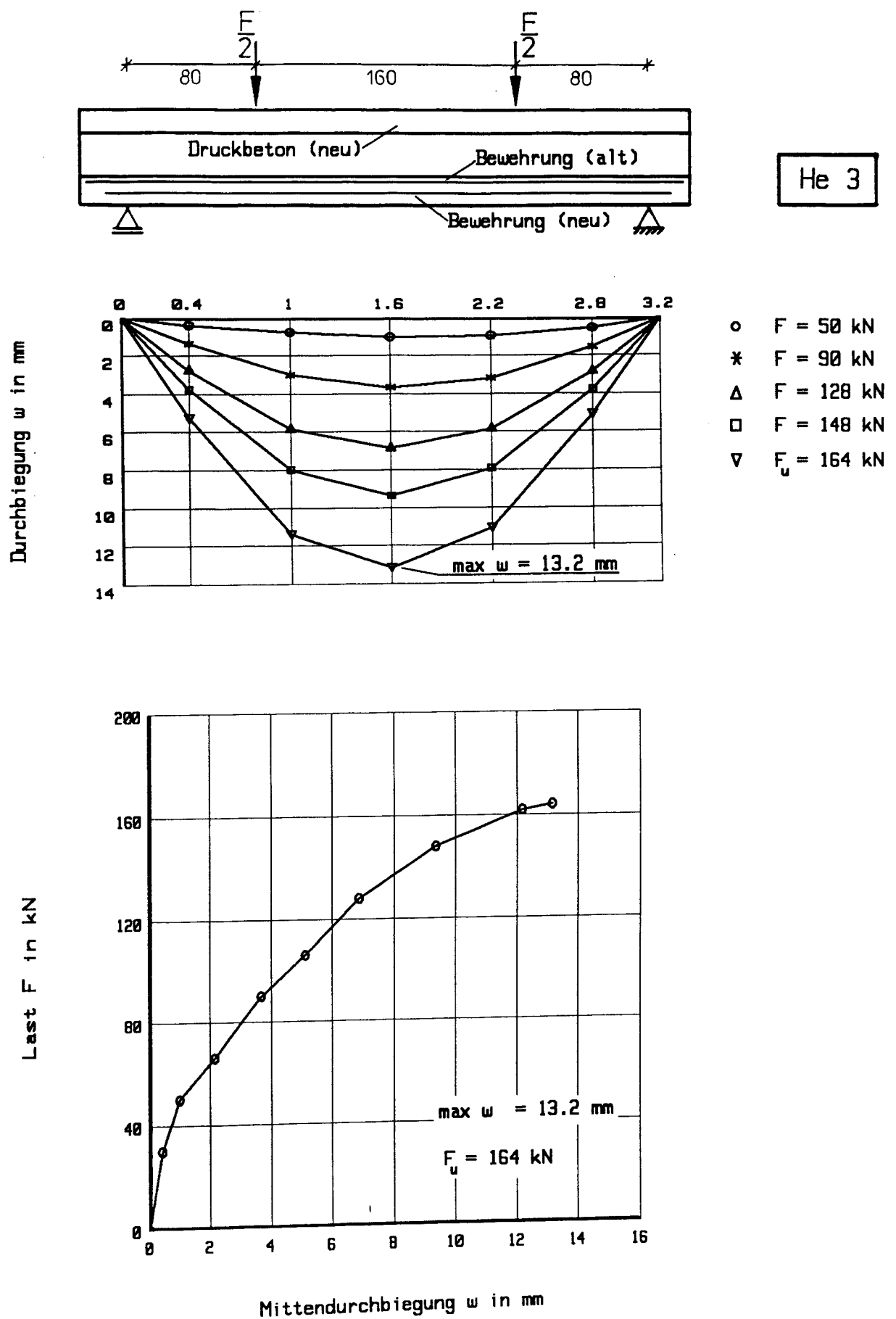
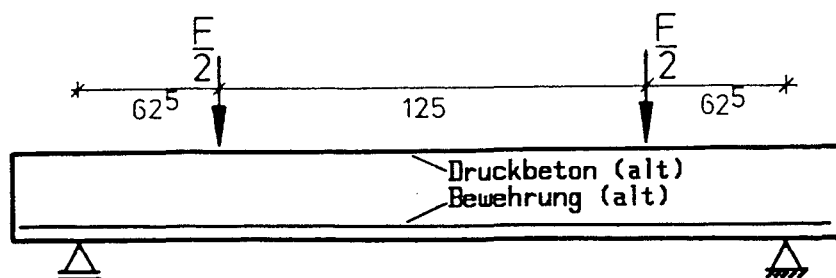


Bild 52: Durchbiegungen der Stahlsteindecke He 3



Gö 0

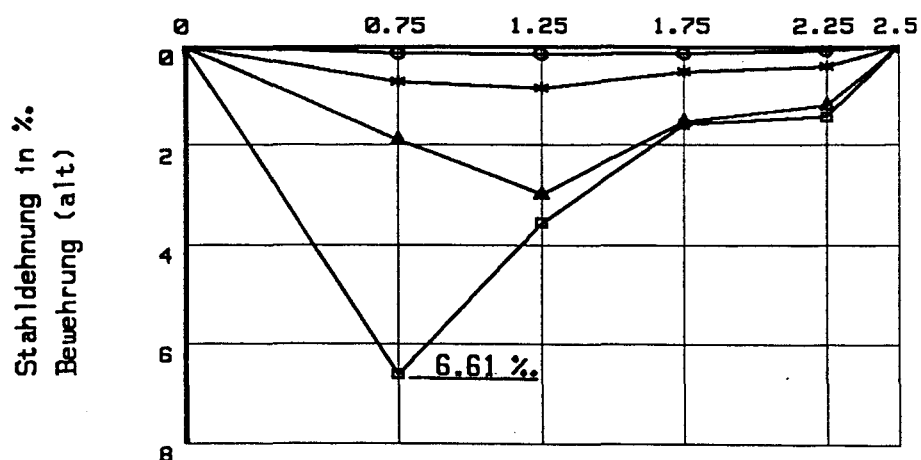
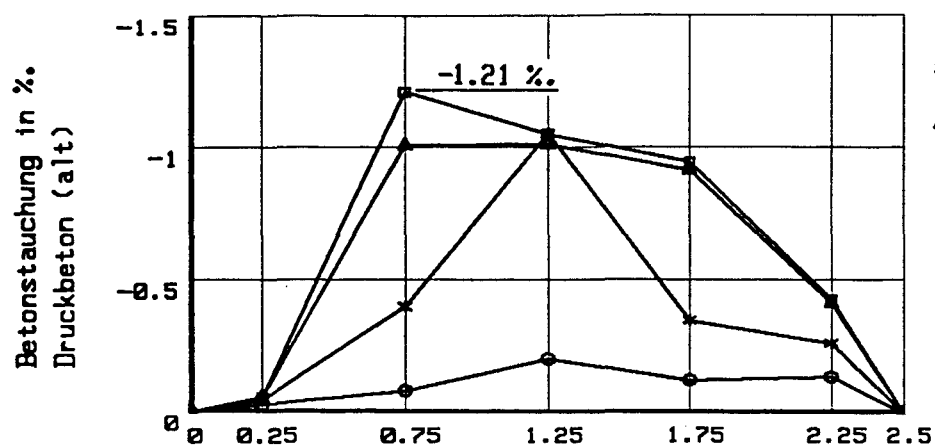
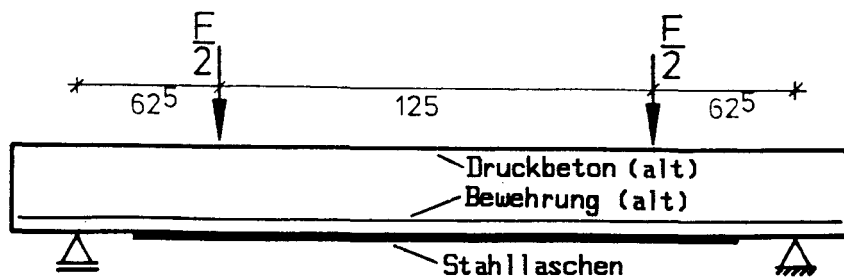
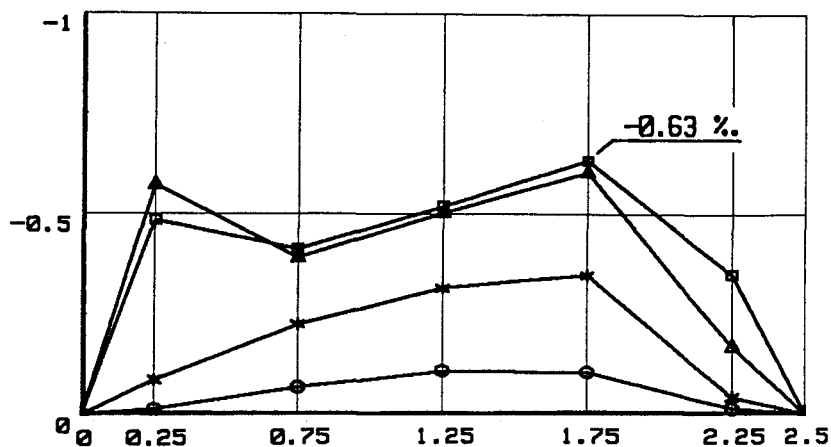


Bild 53: Stauchungen und Dehnungen der Druckbetonschicht bzw. der Biegebewehrung der Stahlsteindecke Gö 0



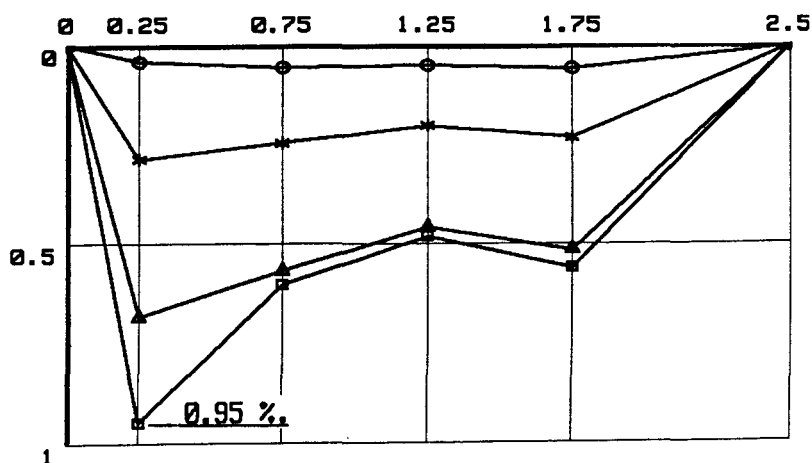
Gö 1

Betonstauchung in %.
Druckbeton (alt)



- $F = 20 \text{ kN}$
- * $F = 65 \text{ kN} \approx F_u / 1.75$
- △ $F = 110 \text{ kN}$
- $F_u = 115 \text{ kN}$

Stahldehnung in %.
Bewehrung (alt)



Stahllaschen-Dehnung in %.

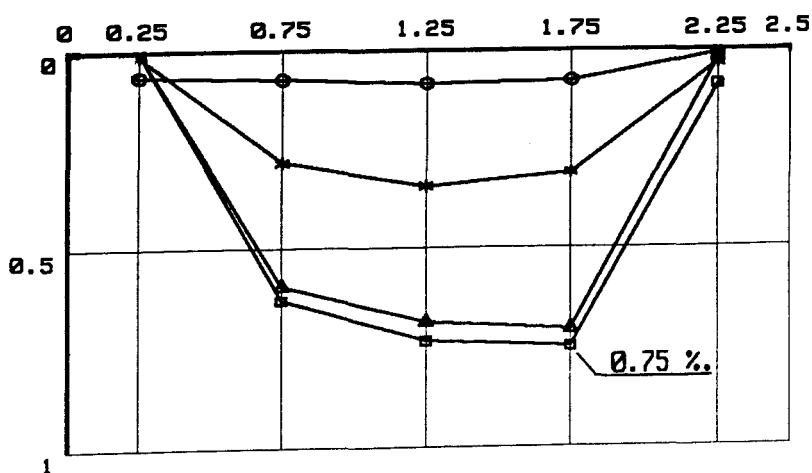
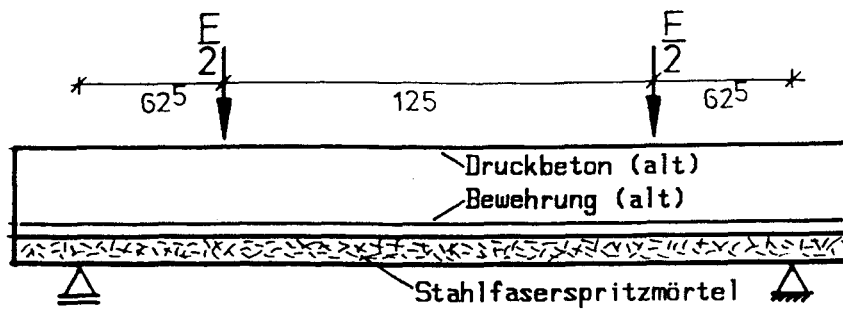
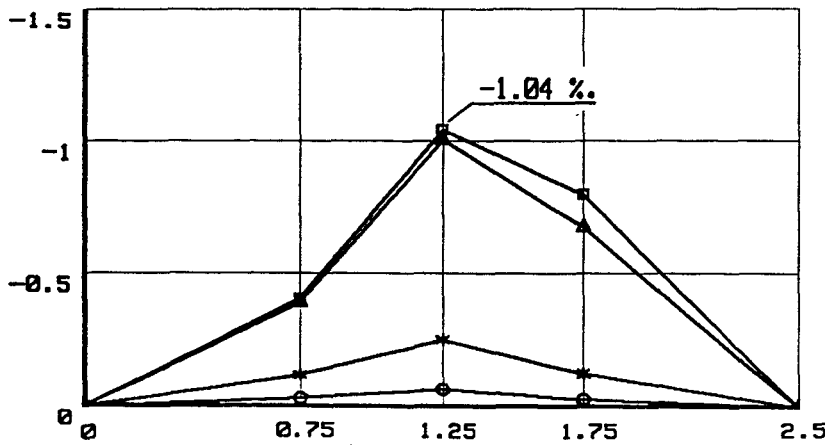


Bild 54: Stauchungen und Dehnungen der Druckbetonschicht bzw. der Biegebewehrung der Stahlsteindecke Gö 1



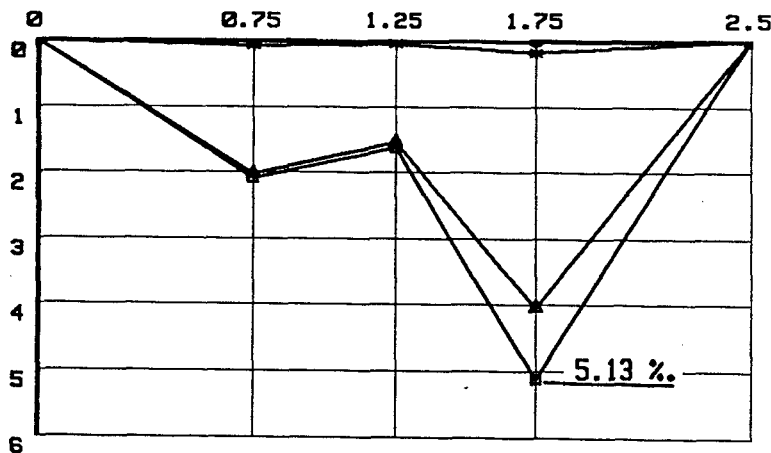
Gö 2

Betonstauchung in %.
Druckbeton (alt)



- $F = 20 \text{ kN}$
- * $F = 60 \text{ kN} \approx F_u / 1.75$
- Δ $F = 100 \text{ kN}$
- $F_u = 102.5 \text{ kN}$

Stahldehnung in %.
Bewehrung (alt)



Dehnung Stahlfaserspritzmörtel in %.

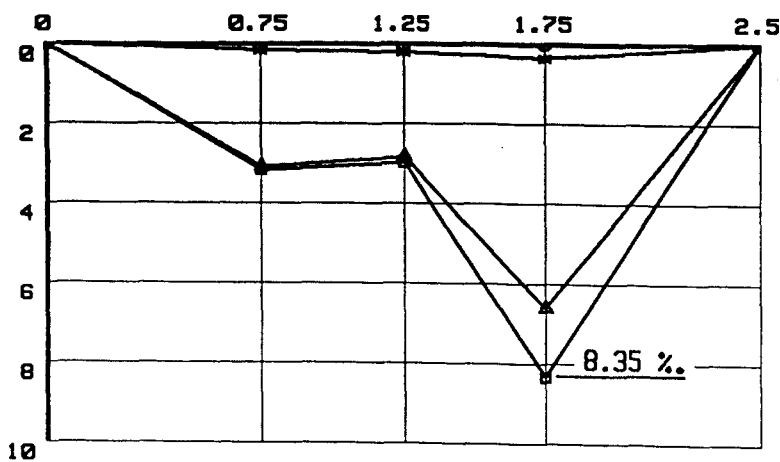
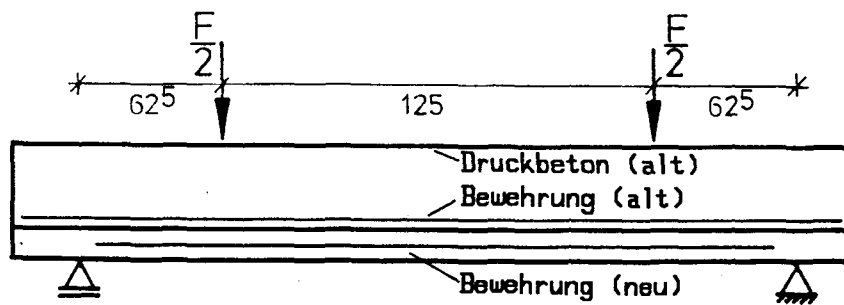


Bild 55: Stauchungen und Dehnungen der Druckbetonschicht bzw. der Biegebewehrung der Stahlsteindecke Gö 2



Gö 3

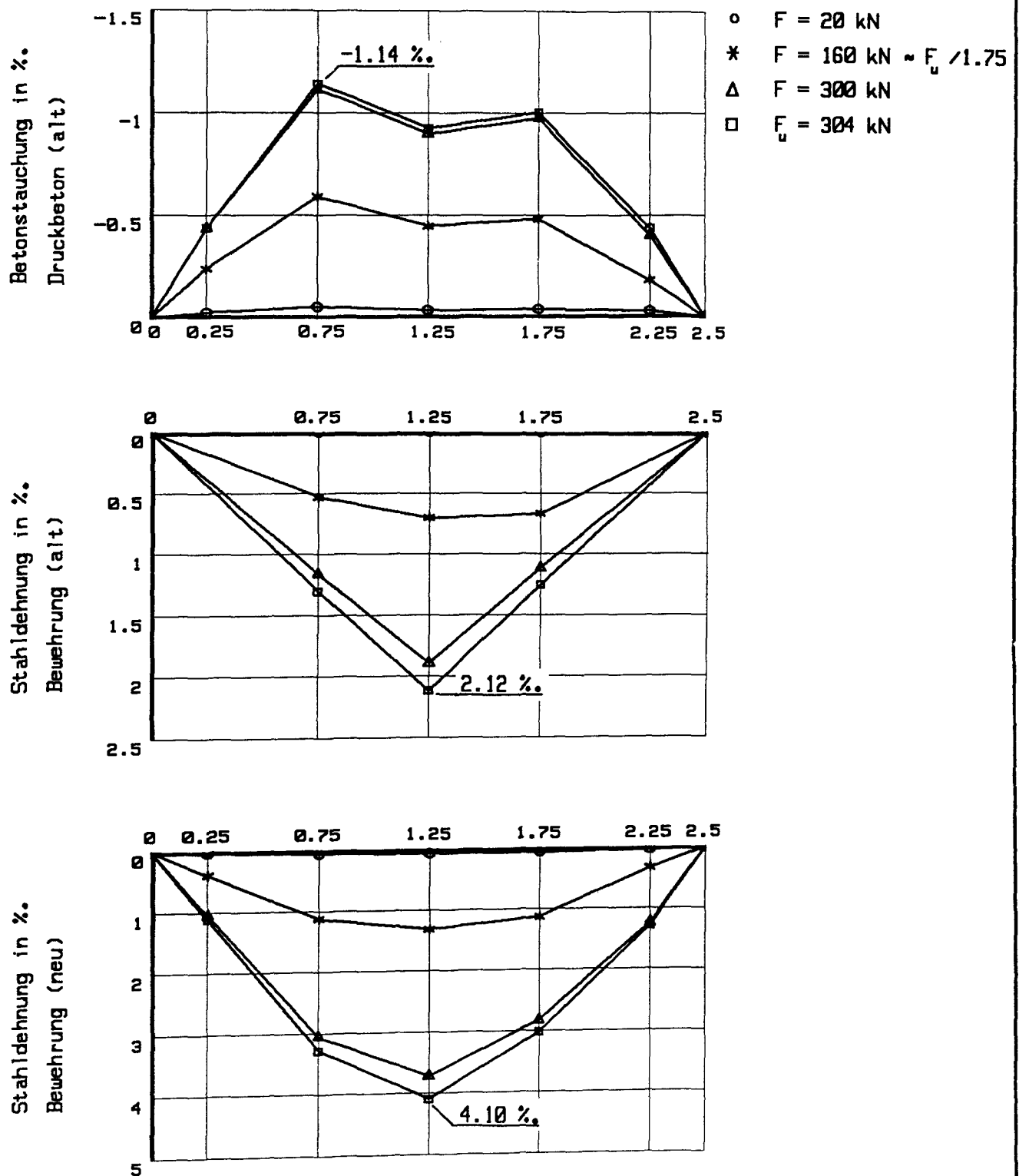
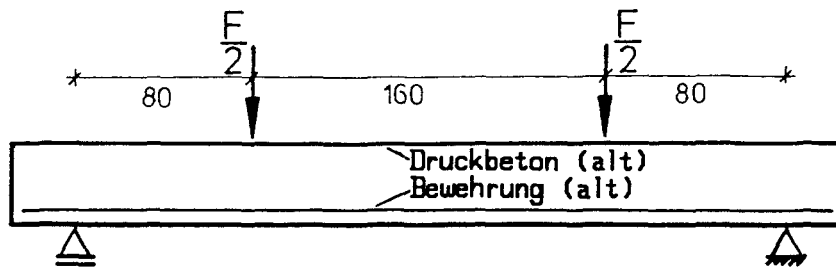


Bild 56: Stauchungen und Dehnungen der Druckbetonschicht bzw. der Biegebewehrung der Stahlsteindecke Gö 3



He 0

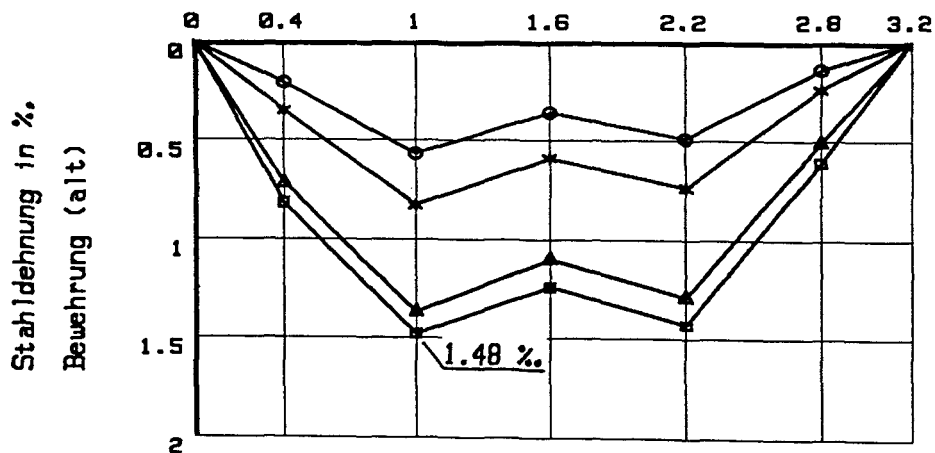
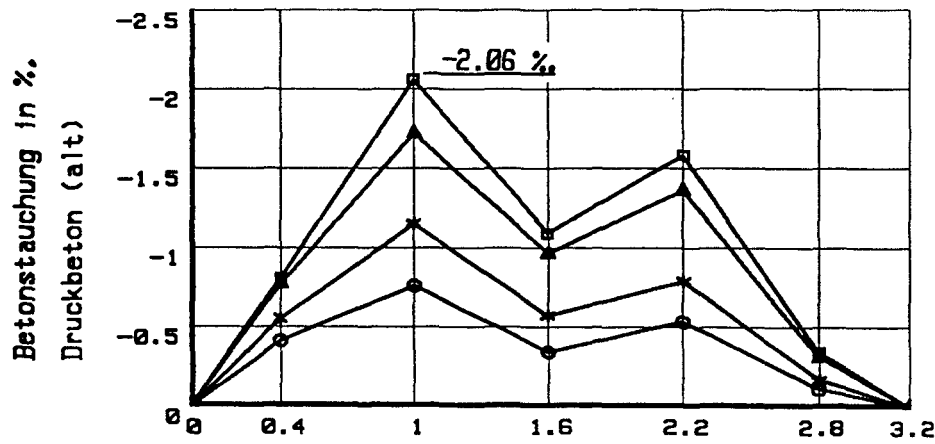
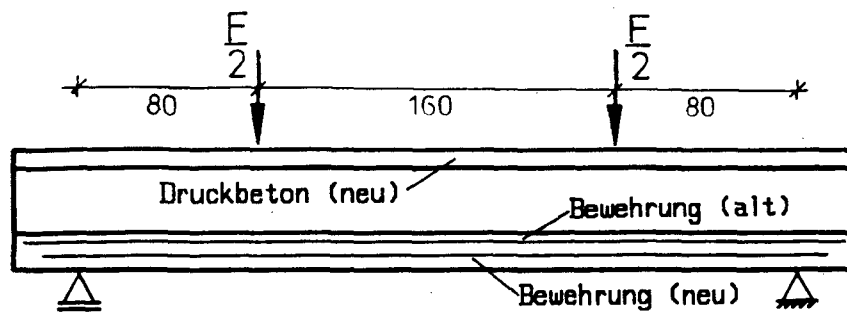
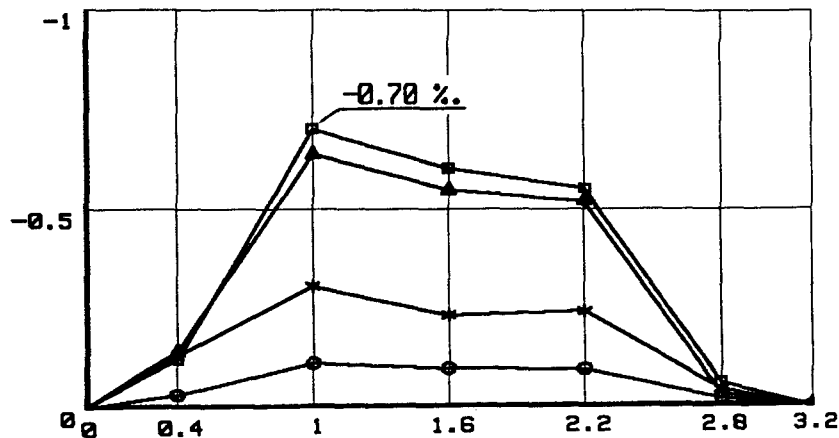


Bild 57: Stauchungen und Dehnungen der Druckbetonschicht bzw. der Biegebewehrung der Stahlsteindecke He 0



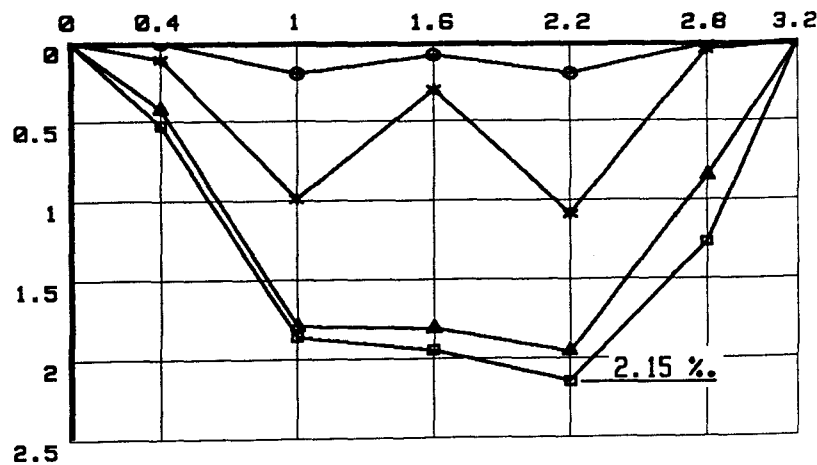
He 1

Betonstauchung in %.
Druckbeton (neu)



- $F = 40 \text{ kN}$
- * $F = 86 \text{ kN} \approx F_u / 1.75$
- △ $F = 140 \text{ kN}$
- $F_u = 148 \text{ kN}$

Stahldehnung in %.
Bewehrung (alt)



Stahldehnung in %.
Bewehrung (neu)

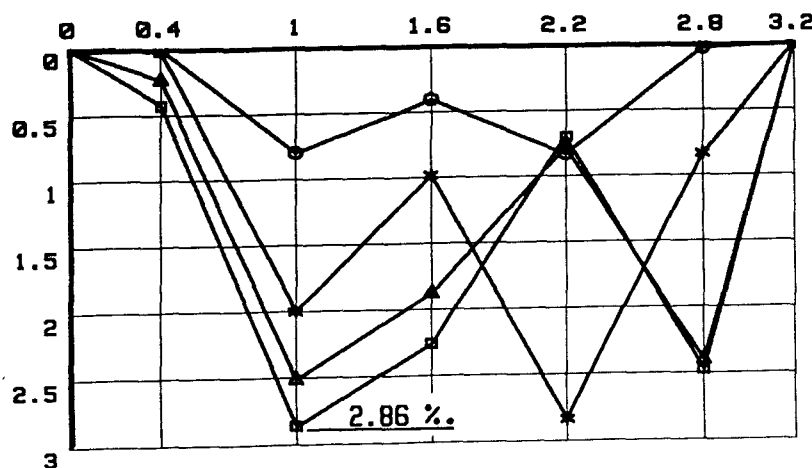
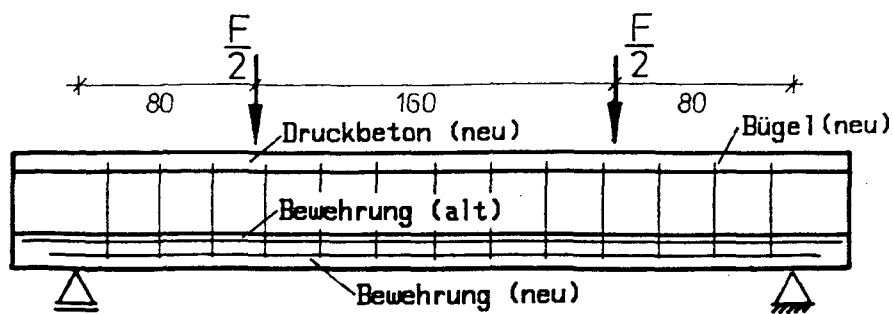
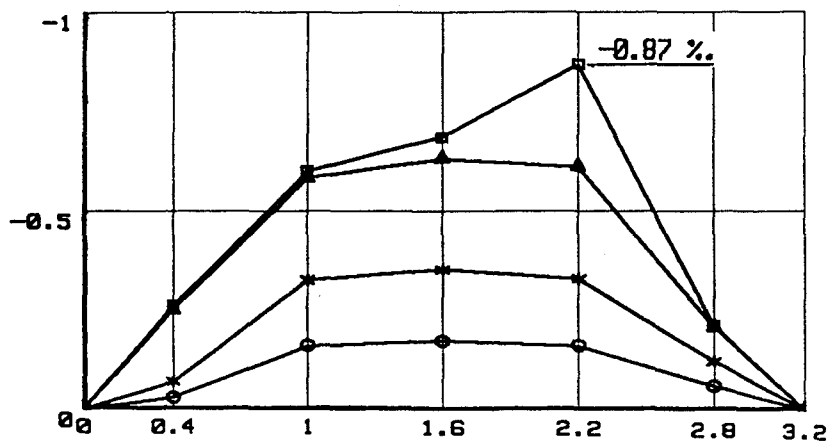


Bild 58: Stauchungen und Dehnungen der Druckbetonschicht bzw. der Biegebewehrung der Stahlsteindecke He 1



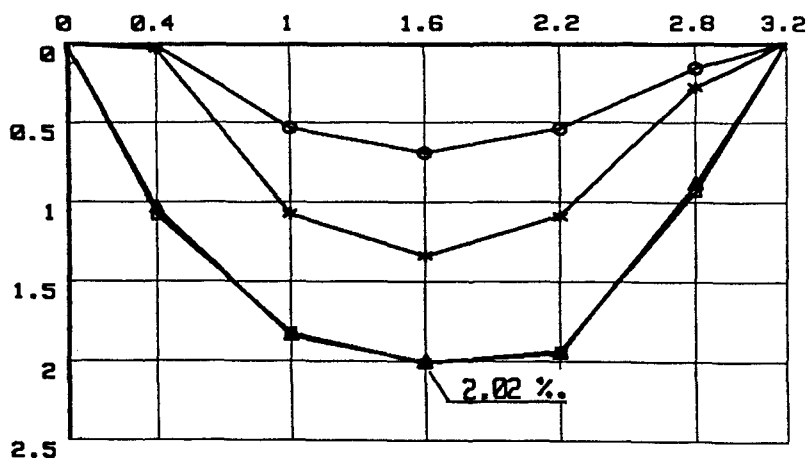
He 2

Betonstauchung in %.
Druckbeton (neu)



- $F = 40 \text{ kN}$
- * $F = 110 \text{ kN} \approx F_u / 1.75$
- △ $F = 190 \text{ kN}$
- $F_u = 196 \text{ kN}$

Stahldehnung in %.
Bewehrung (alt)



Stahldehnung in %.
Bewehrung (neu)

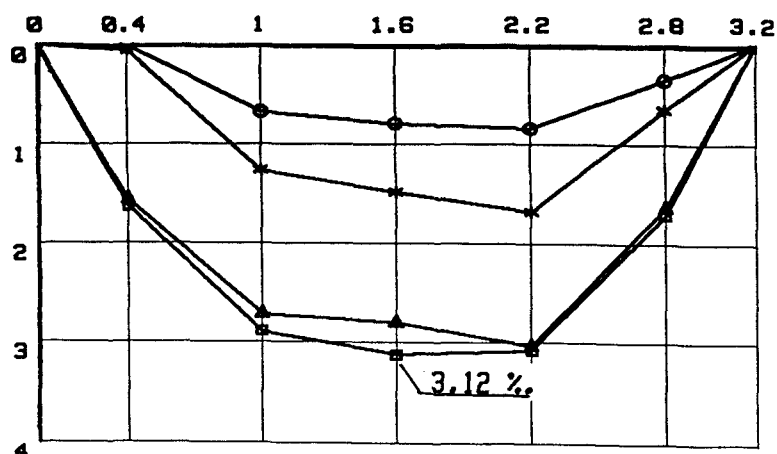
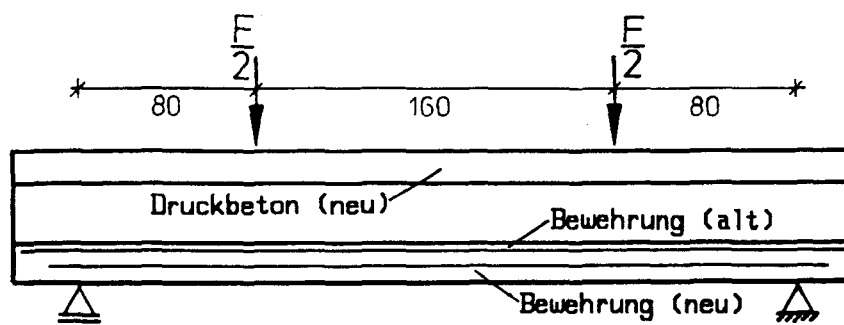
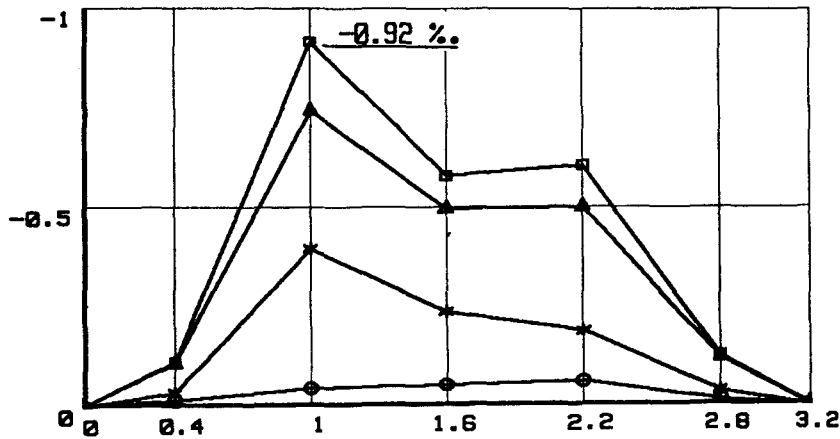


Bild 59: Stauchungen und Dehnungen der Druckbetonschicht bzw. der Biegebewehrung der Stahlsteindecke He 2



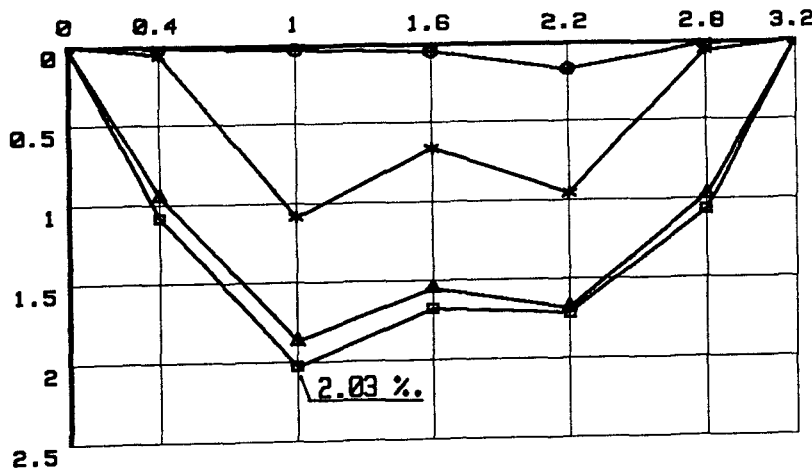
He 3

Betonstauchung in %.
Druckbeton (neu)



- $F = 40$ kN
- * $F = 94$ kN $\approx F_u / 1.75$
- △ $F = 156$ kN
- $F_u = 164$ kN

Stahldehnung in %.
Bewehrung (alt)



Stahldehnung in %.
Bewehrung (neu)

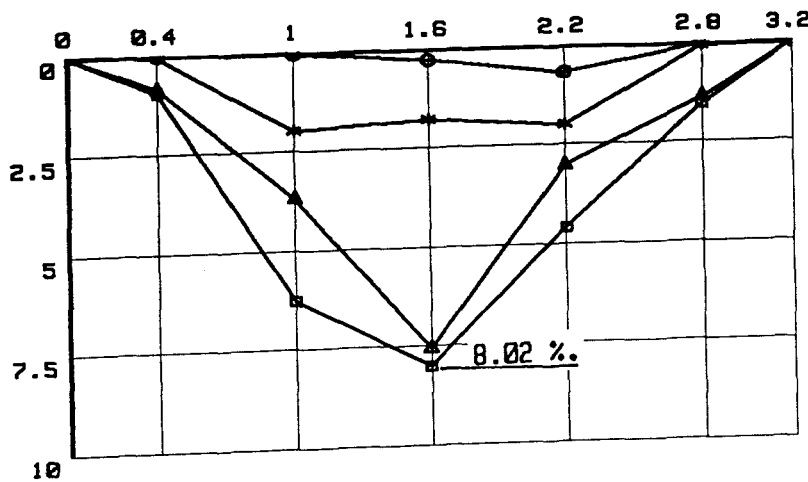
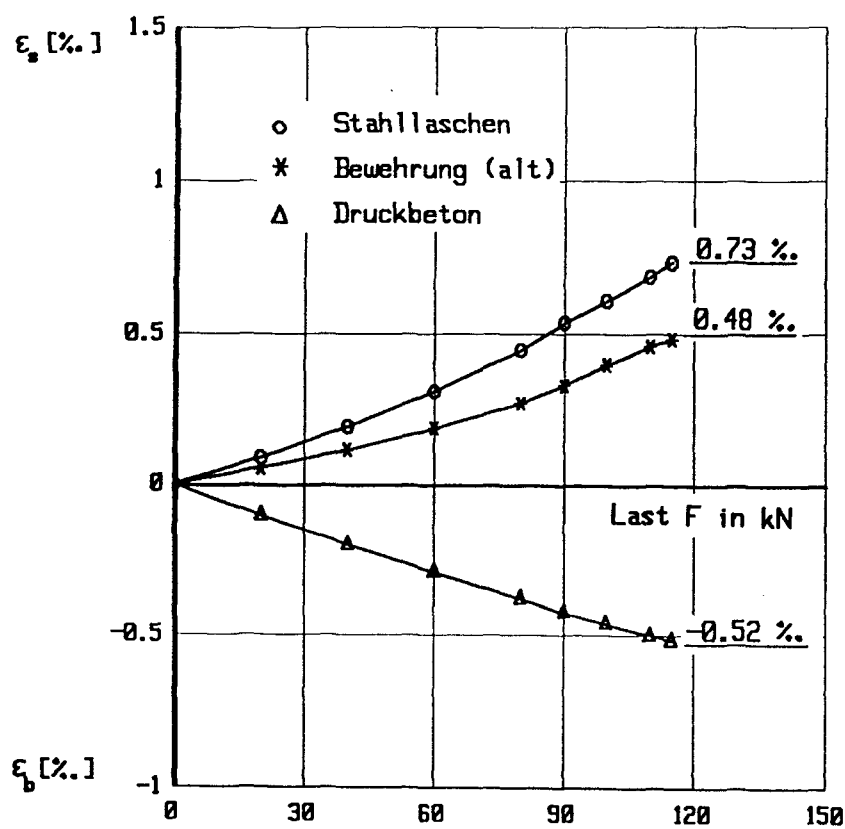


Bild 60: Stauchungen und Dehnungen der Druckbetonschicht bzw. der Biegebewehrung der Stahlsteindecke He 3



ϵ_s Stahldehnung
 ϵ_b Betonstauchung

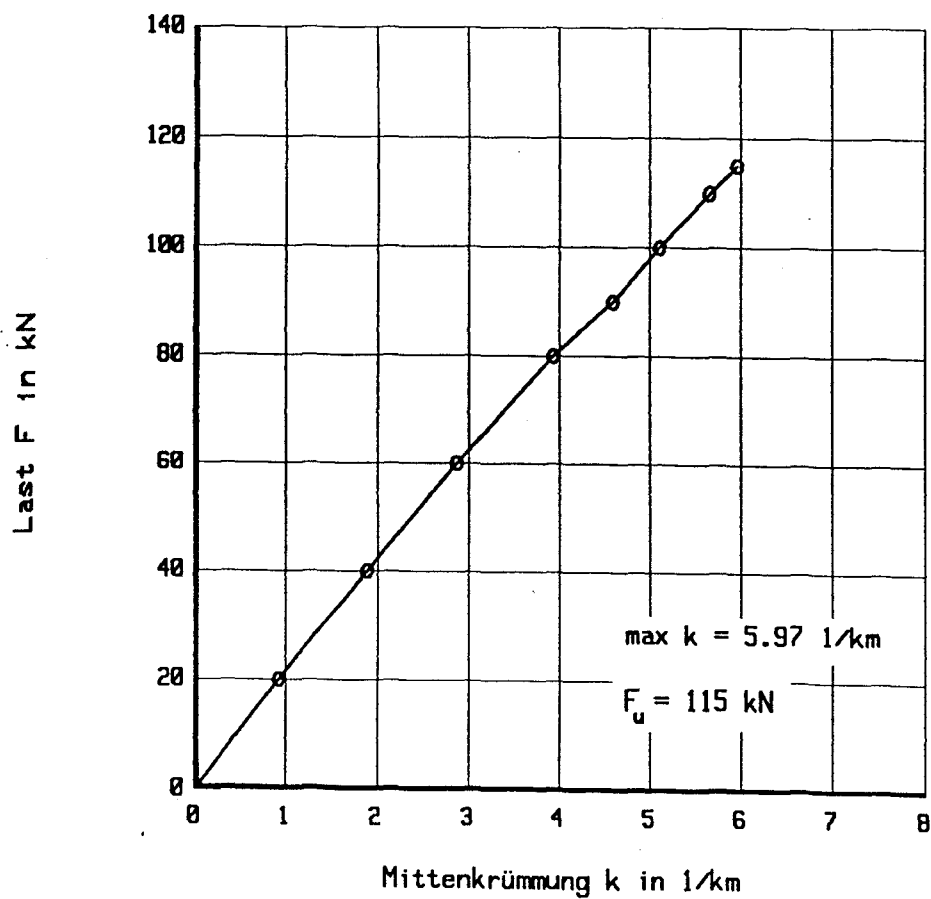


Bild 63: Querschnittsverzerrungen und Krümmungen in Prüfkörpermitte der Stahlsteindecke Gö 1

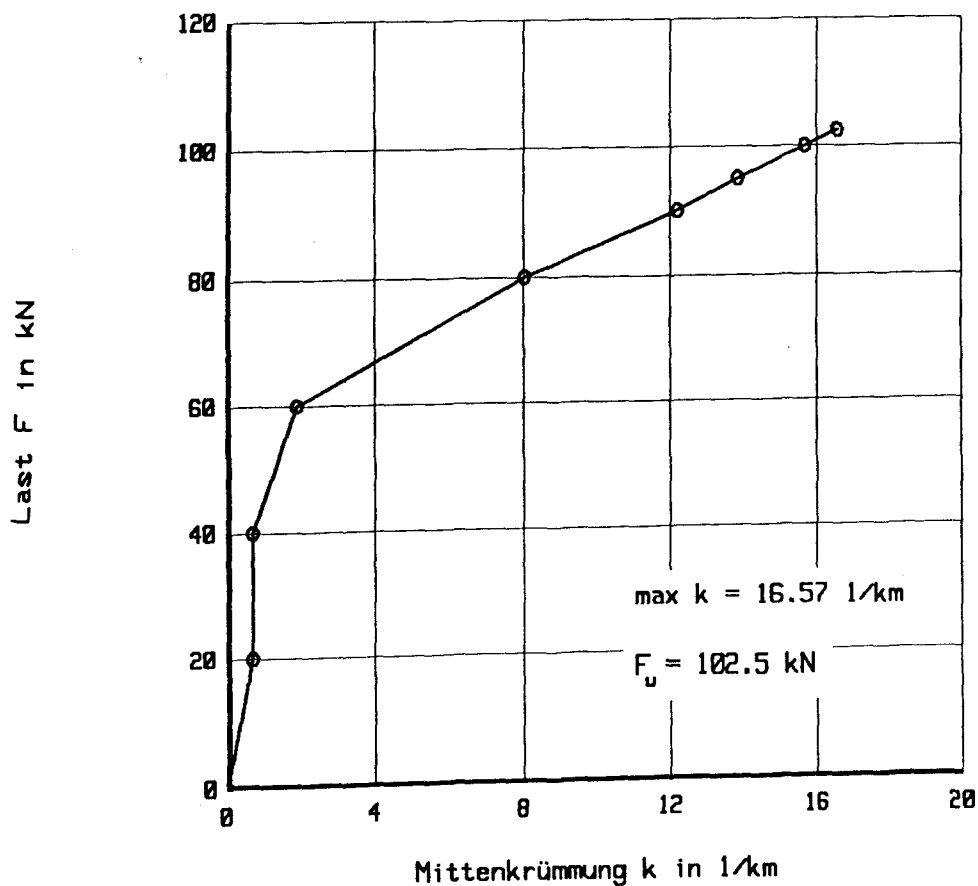
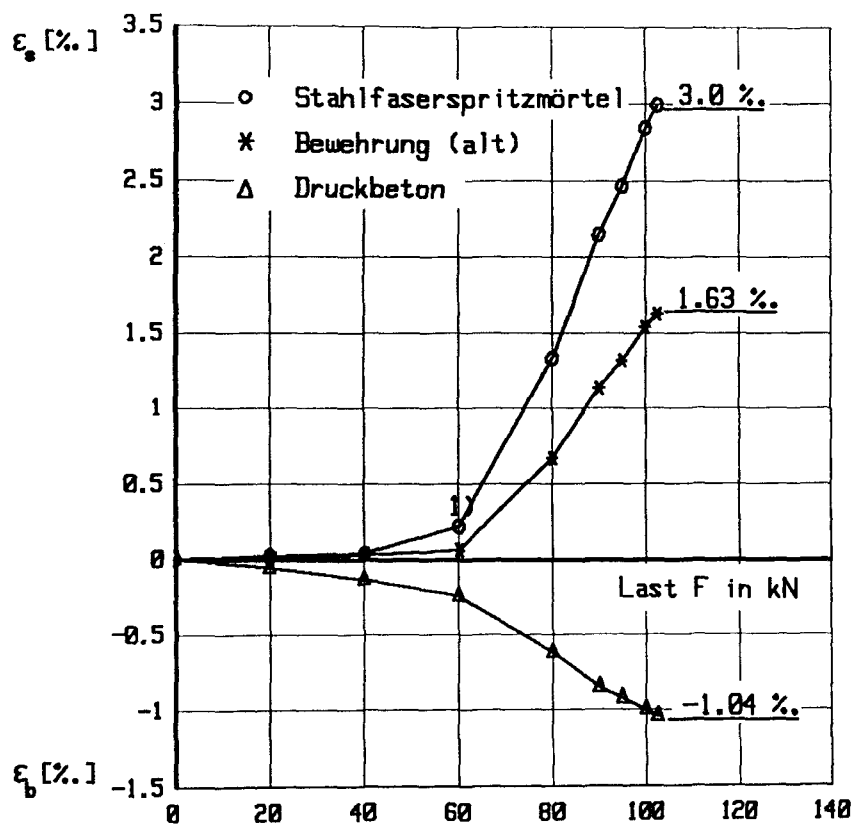
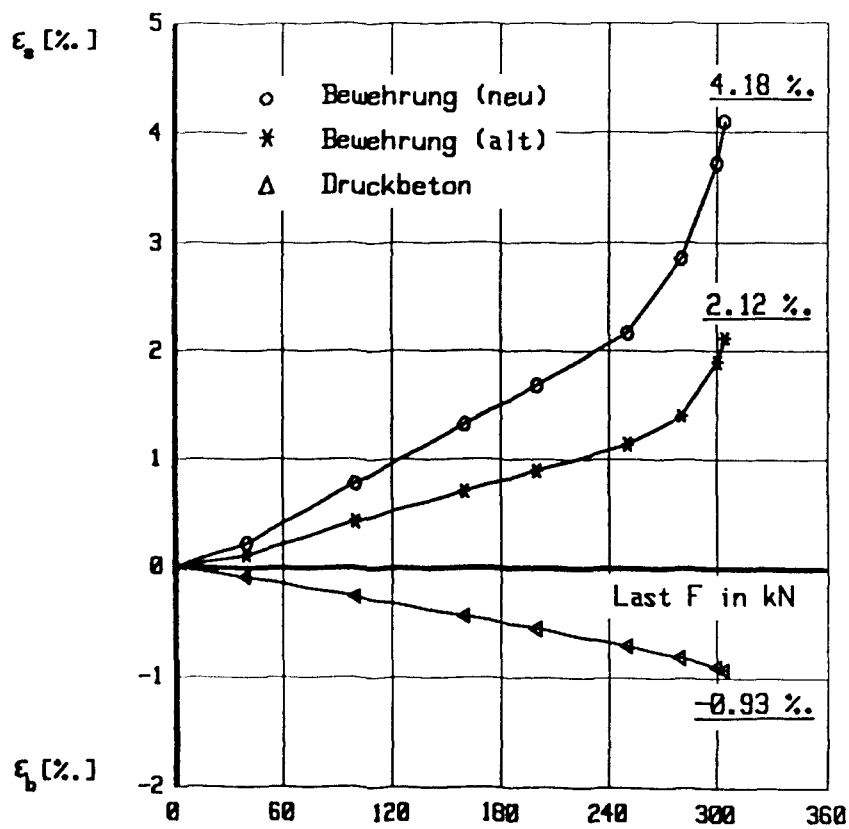


Bild 64: Querschnittsverzerrungen und Krümmungen in Prüfkörpermitte der Stahlsteindecke Gö 2



ϵ_s Stahldehnung
 ϵ_b Betonstauchung

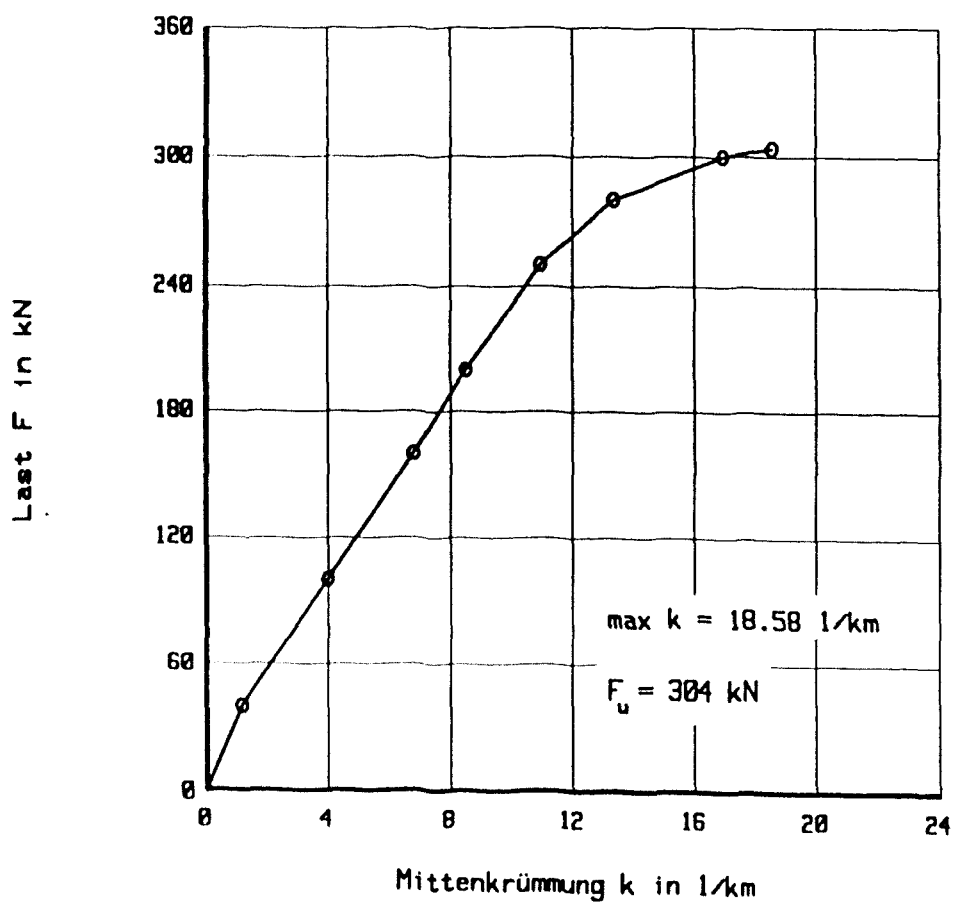
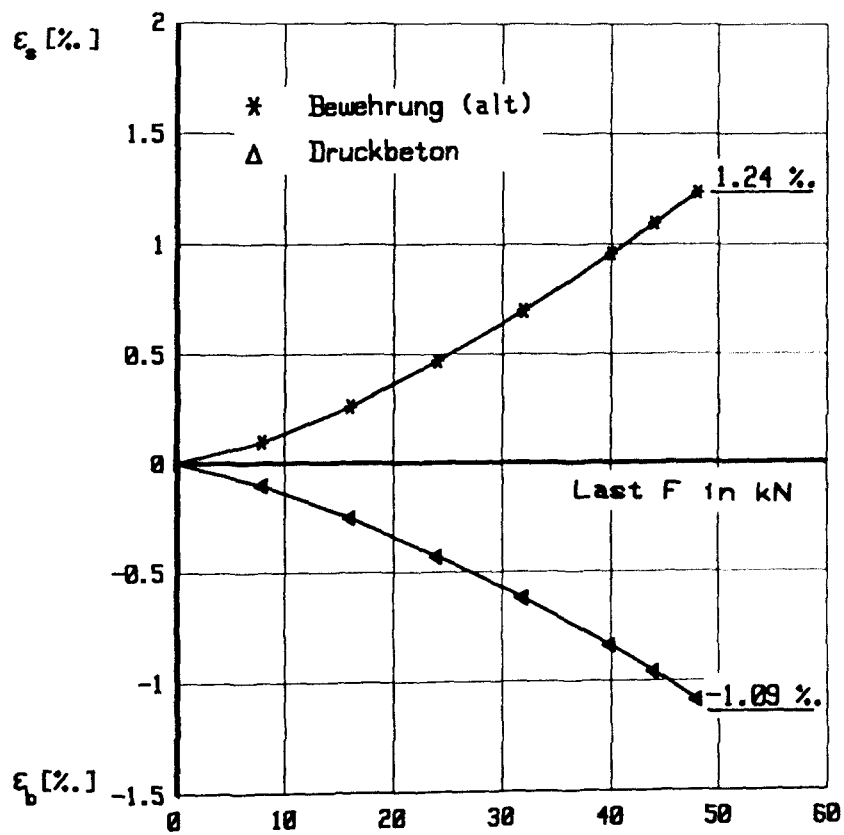
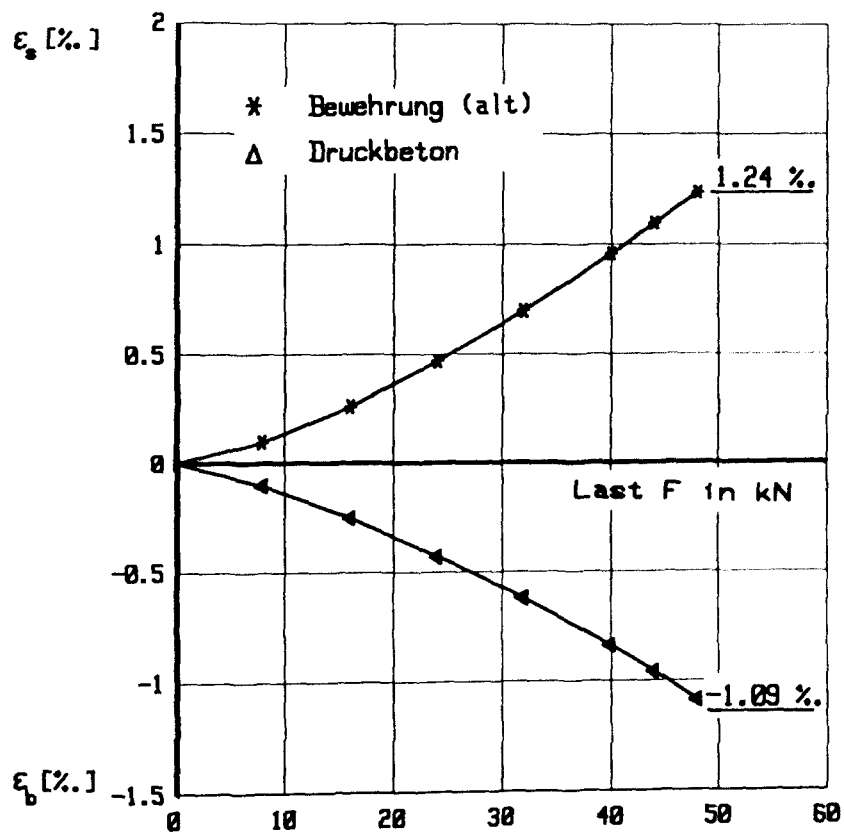


Bild 65: Querschnittsverzerrungen und Krümmungen in Prüfkörpermitte der Stahlsteindecke Gö 3



ϵ_s Stahlidehnung
 ϵ_b Betonstauchung

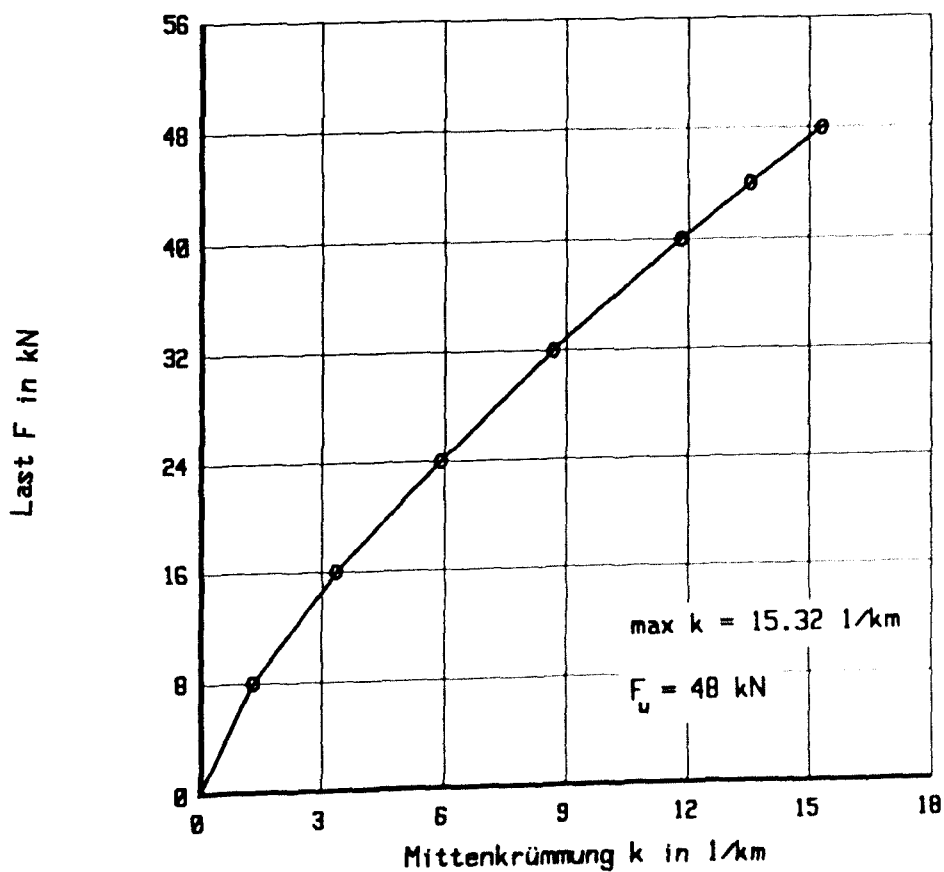
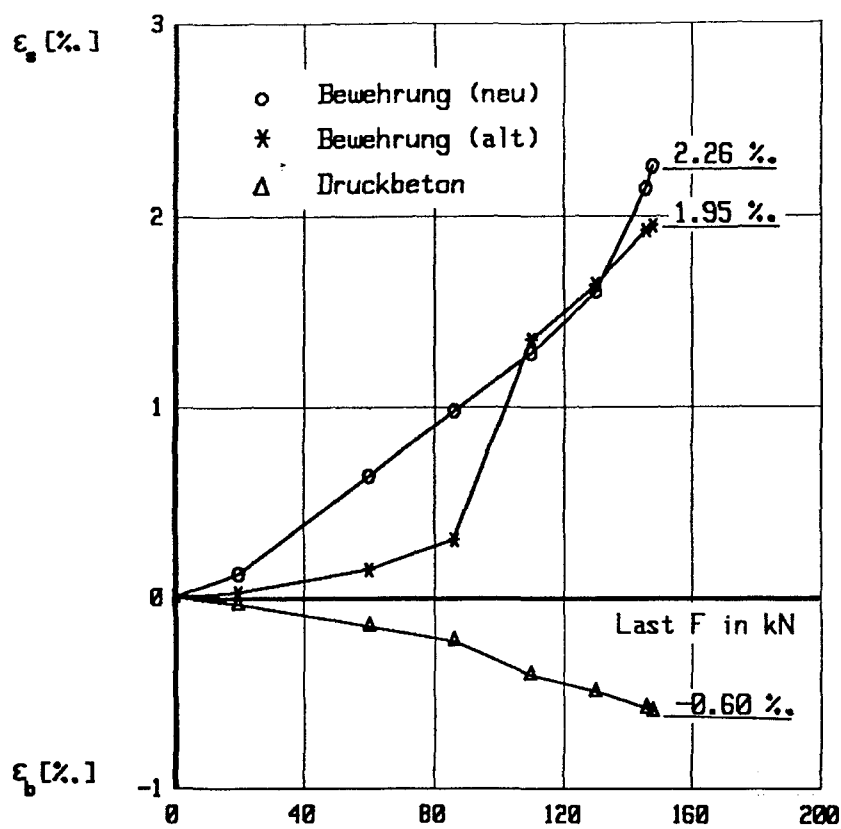


Bild 66: Querschnittsverzerrungen und Krümmungen in Prüfkörpermitte der Stahlsteindecke He 0



ϵ_s Stahldehnung
 ϵ_b Betonstauchung

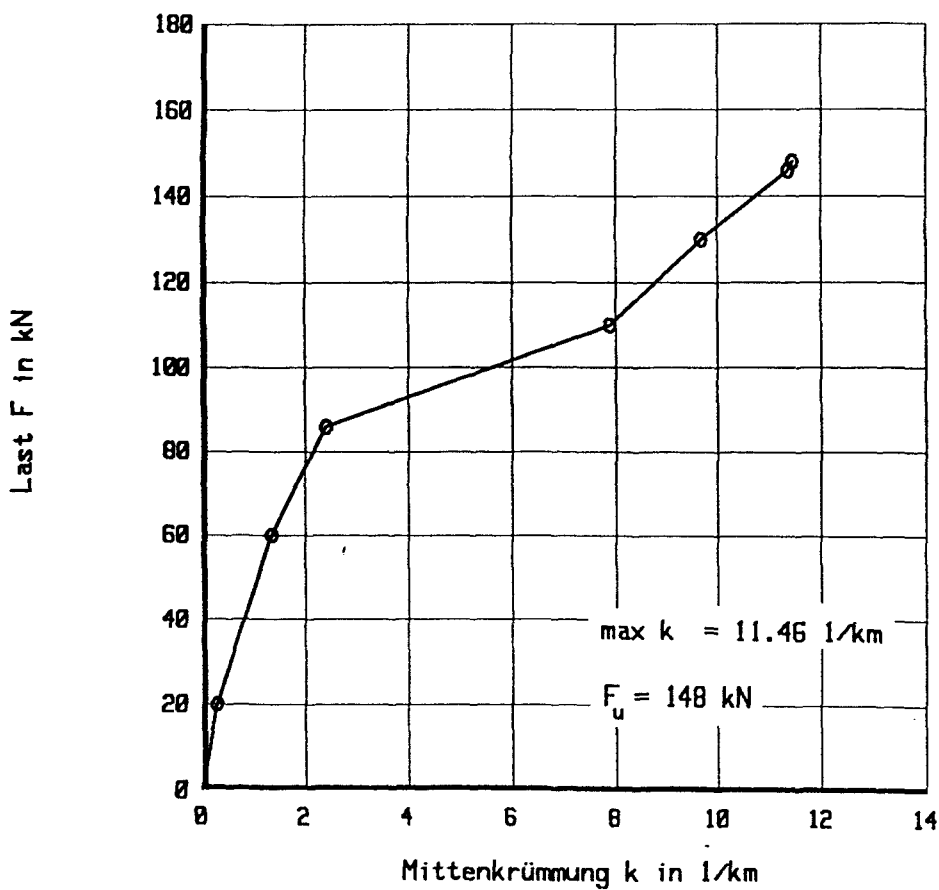


Bild 67: Querschnittsverzerrungen und Krümmungen in Prüfkörpermitte der Stahlsteindecke He 1

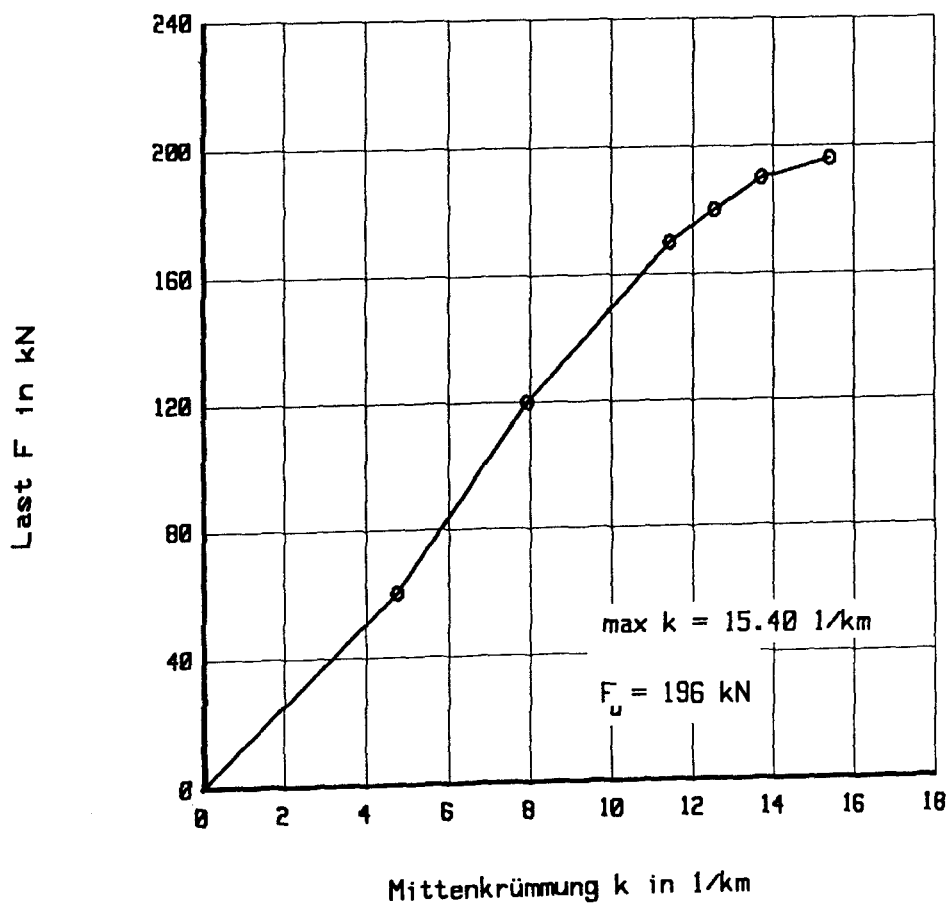
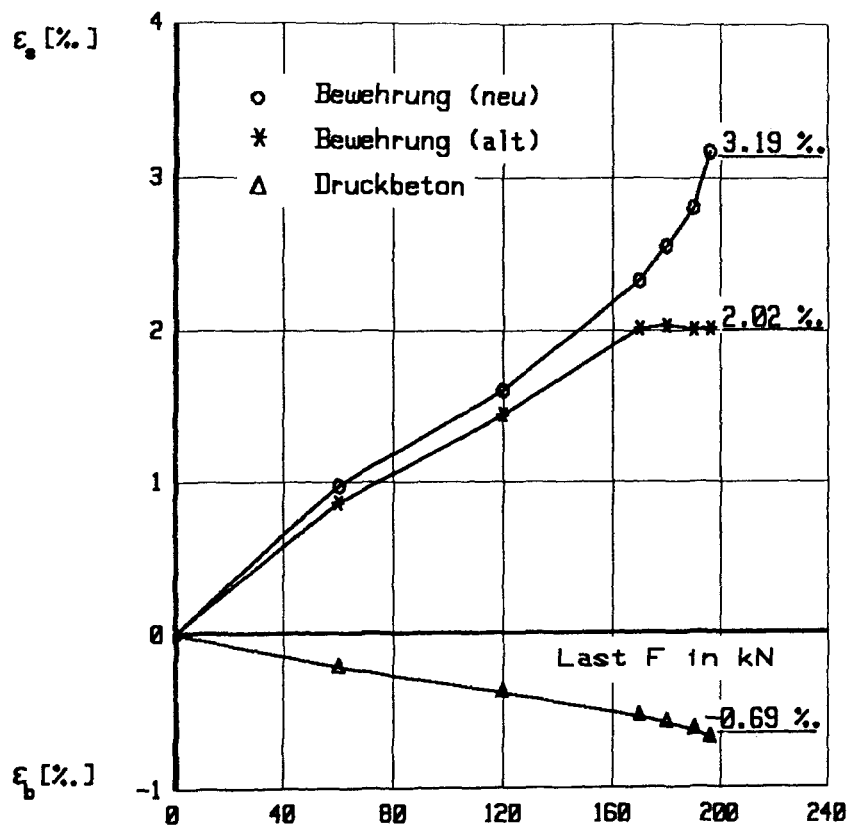
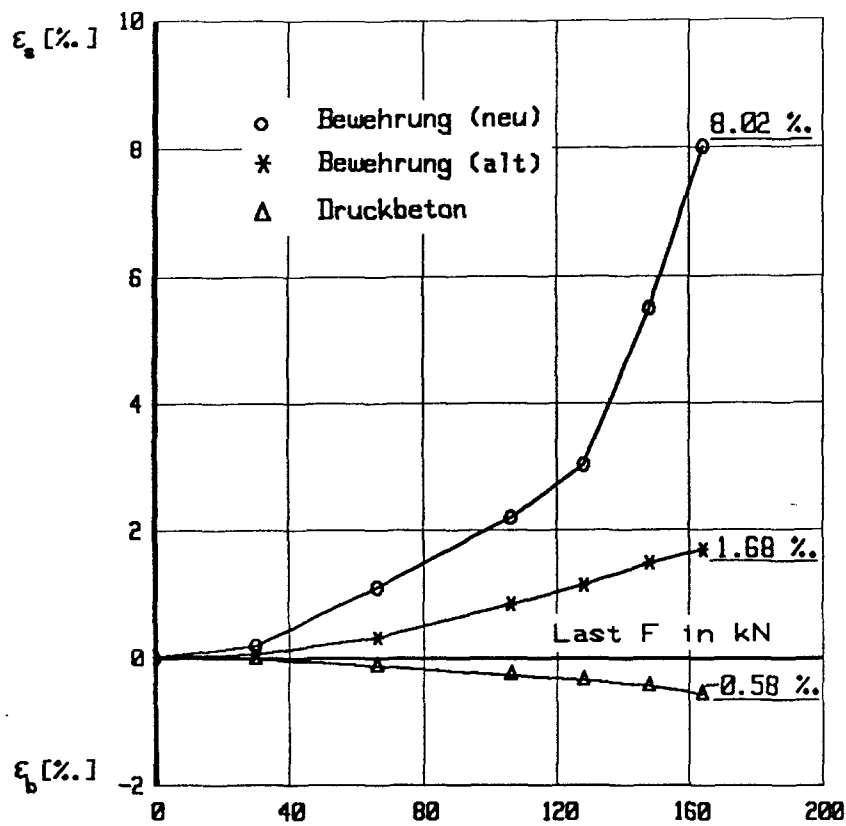
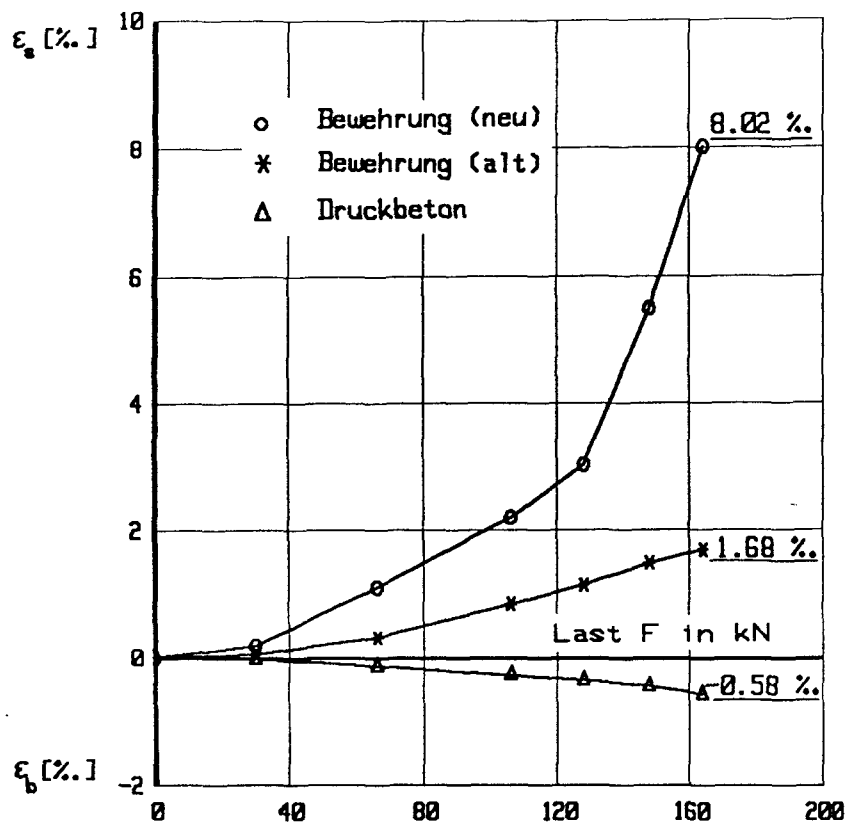


Bild 68: Querschnittsverzerrungen und Krümmungen in Prüfkörpermitte der Stahlsteindecke He 2



ϵ_s Stahldehnung
 ϵ_b Betonstauchung

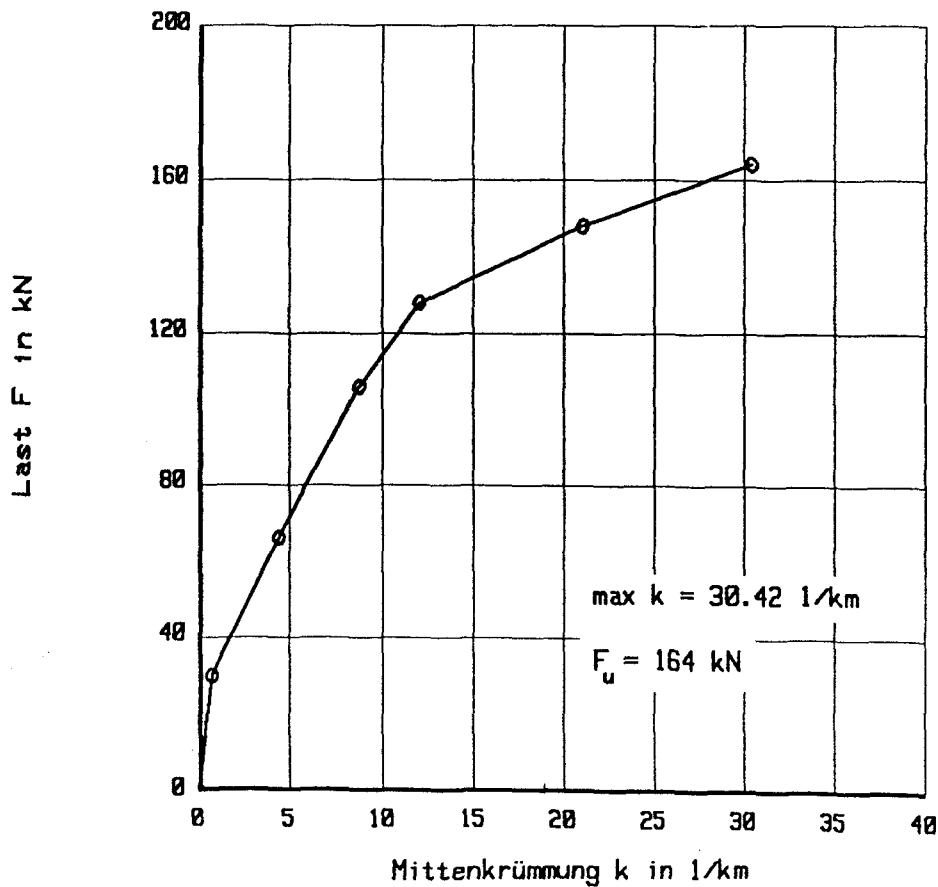


Bild 69: Querschnittsverzerrungen und Krümmungen in Prüfkörpermitte der Stahlsteindecke He 3

He 1

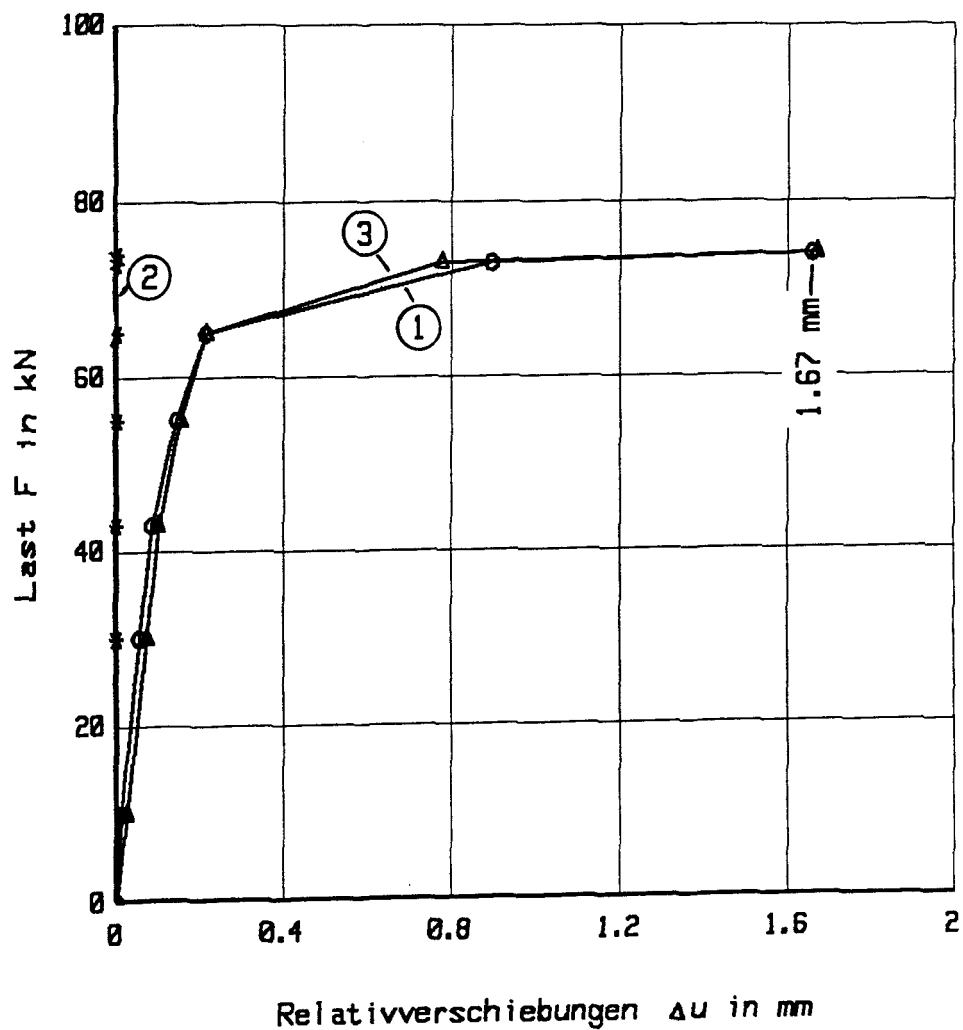
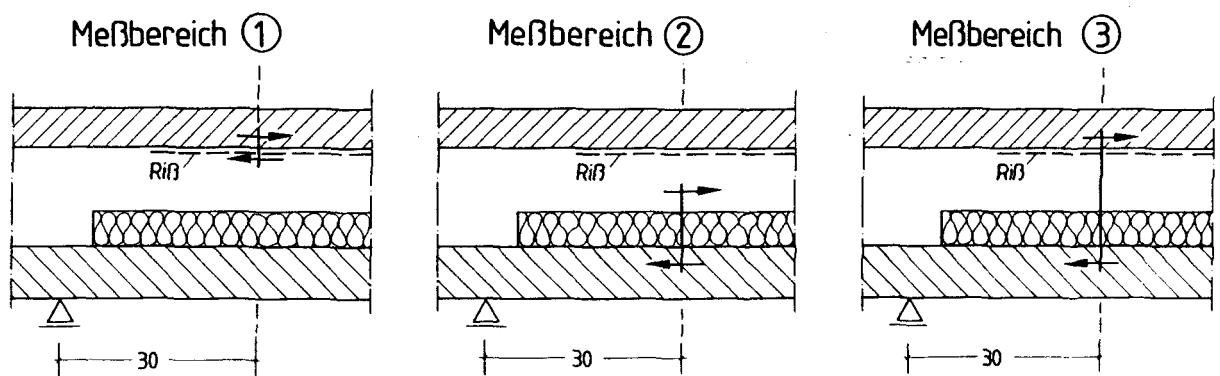
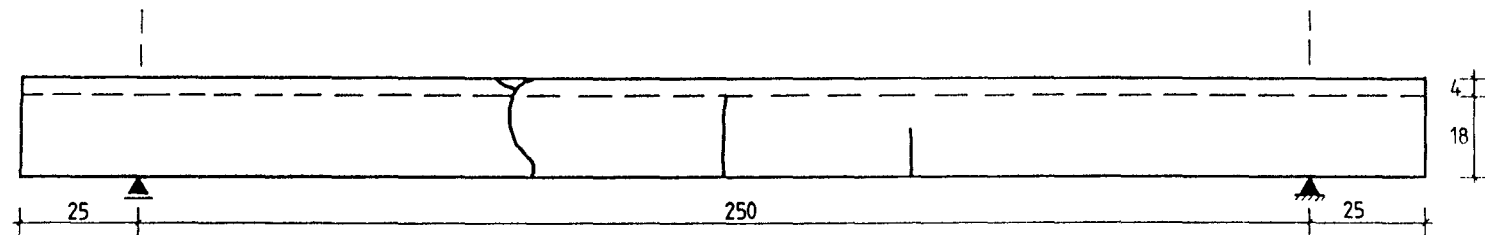


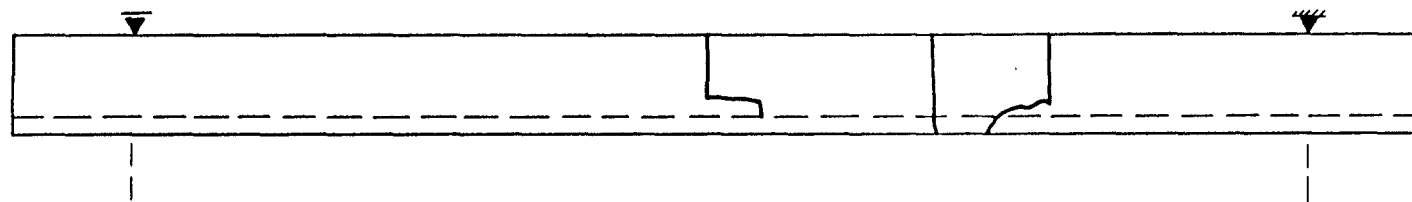
Bild 70: Relativverschiebungen der Querschnittsschichten des Versuchskörpers He 1

Gö Ø

Vorderansicht



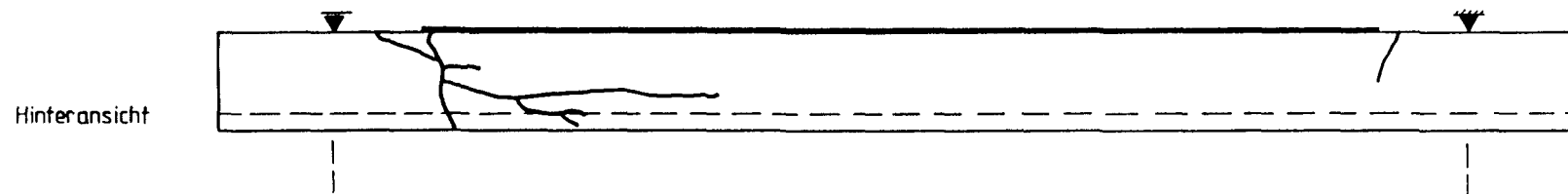
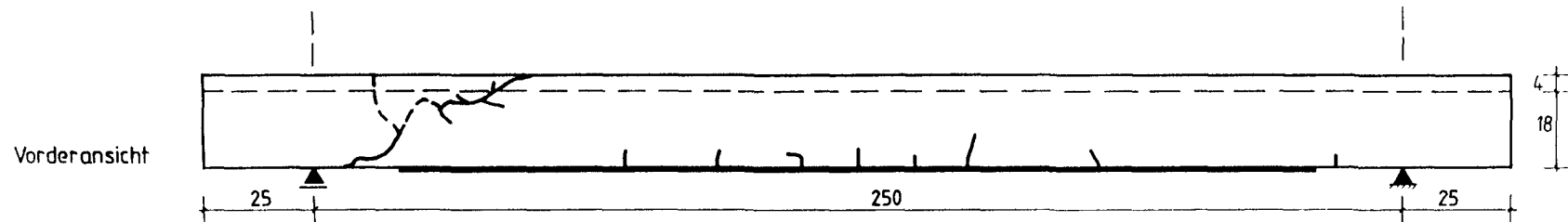
Hinteransicht



— Risse nach der Prüfung

Bild 71: Rißbild der Stahlsteindecke Gö Ø

Gö 1



--- Risse vor der Prüfung
— Risse nach der Prüfung

Bild 72: Rißbild der Stahlsteindecke Gö 1

Gö 2

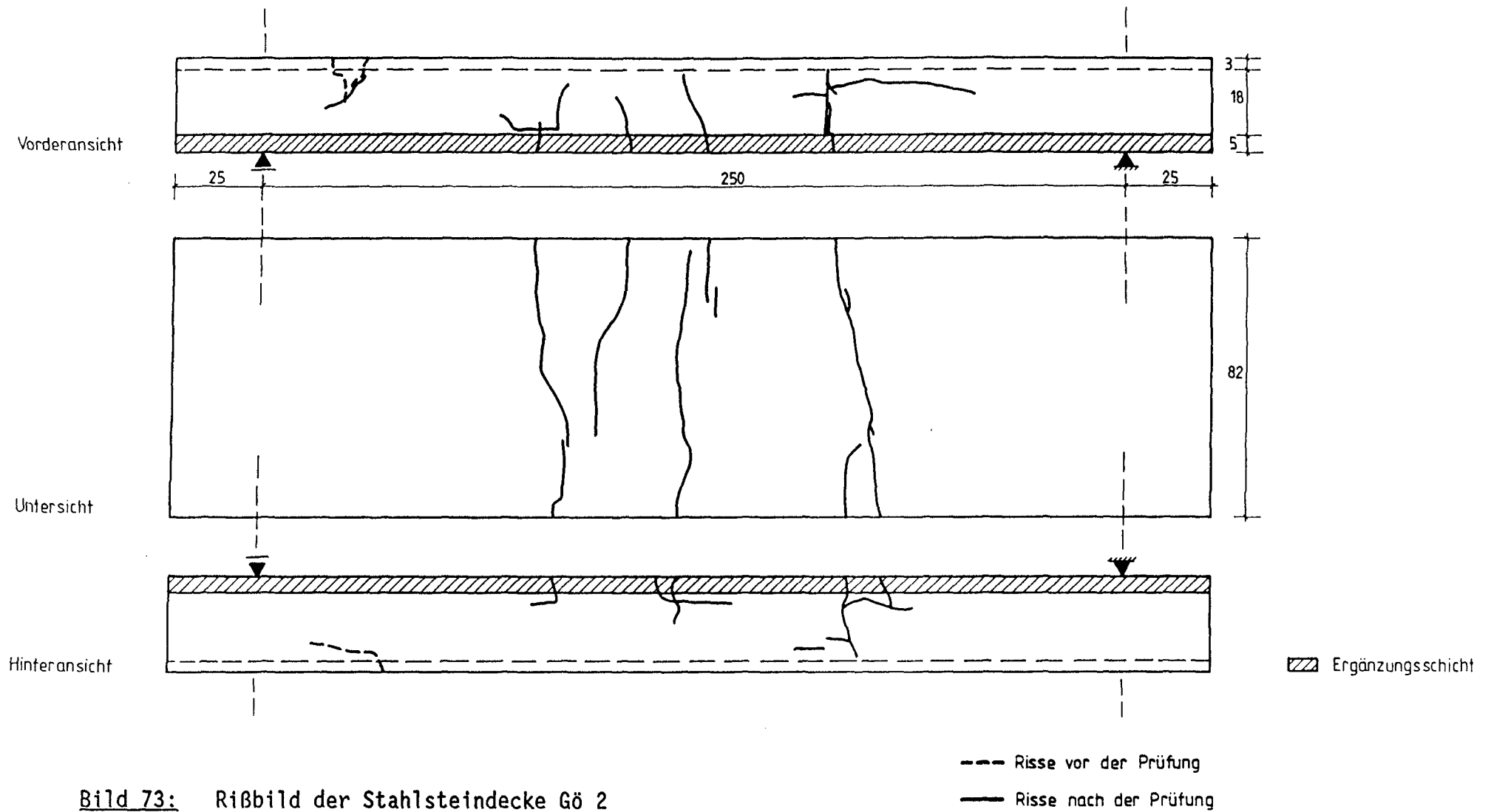


Bild 73: Rißbild der Stahlsteindecke Gö 2

Gö 3

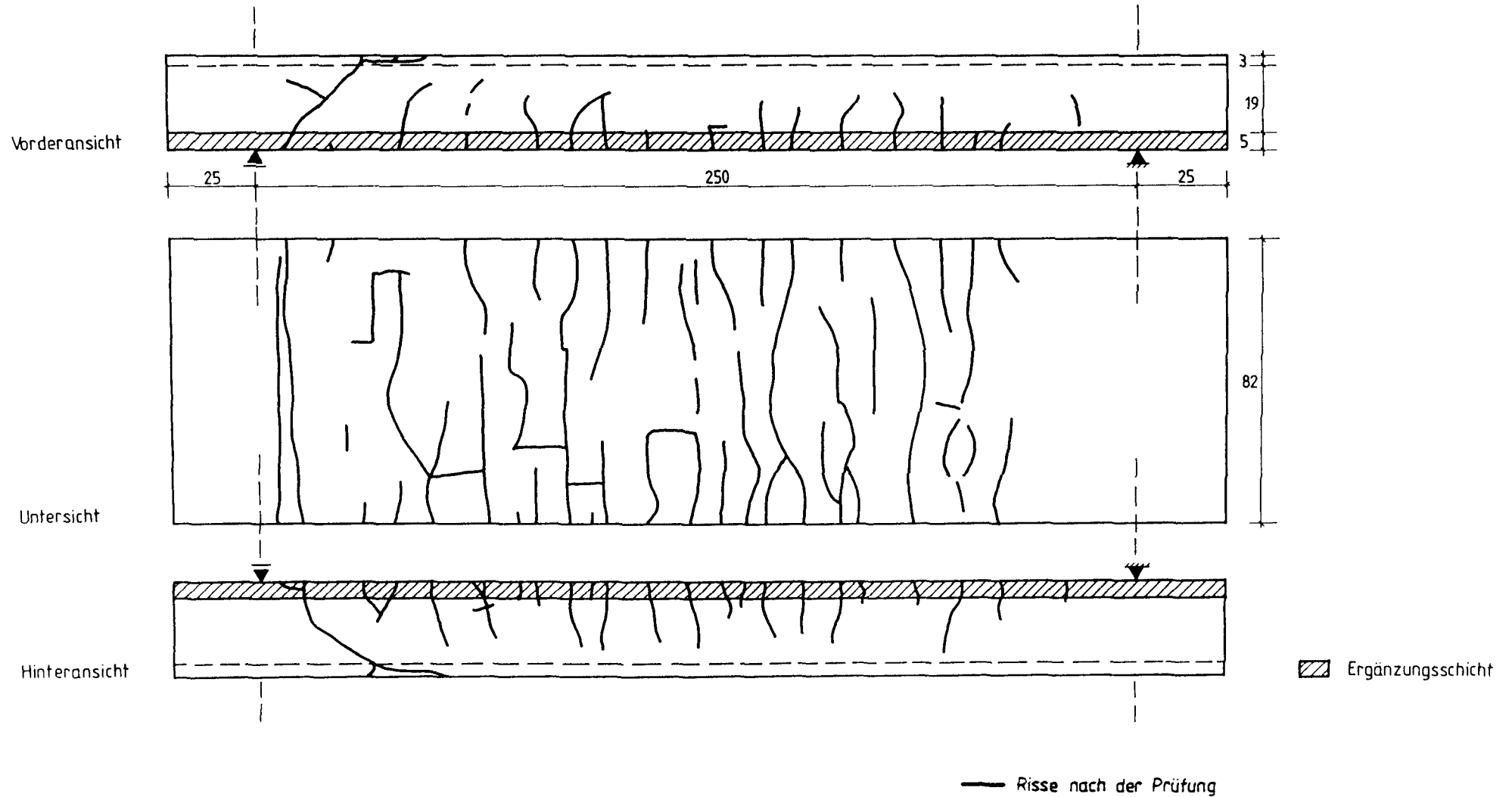
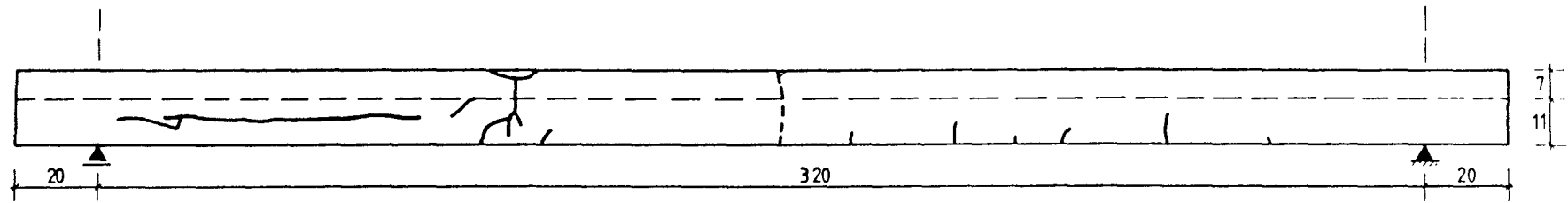


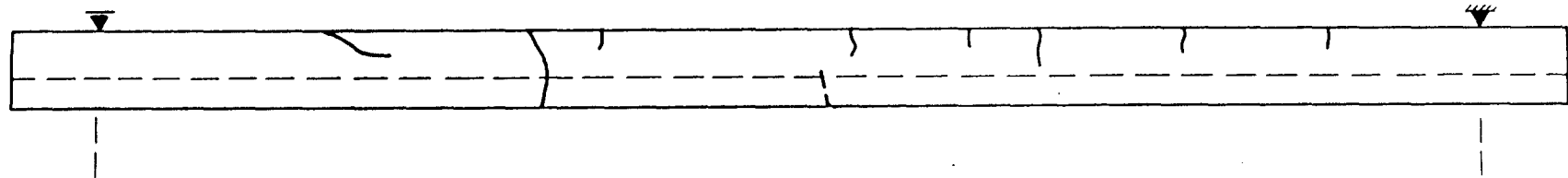
Bild 74: Rißbild der Stahlsteindecke Gö 3

He 0

Vorderansicht



Hinteransicht



--- Risse vor der Prüfung

— Risse nach der Prüfung

Bild 75: Rißbild der Stahlsteindecke He 0

He 1

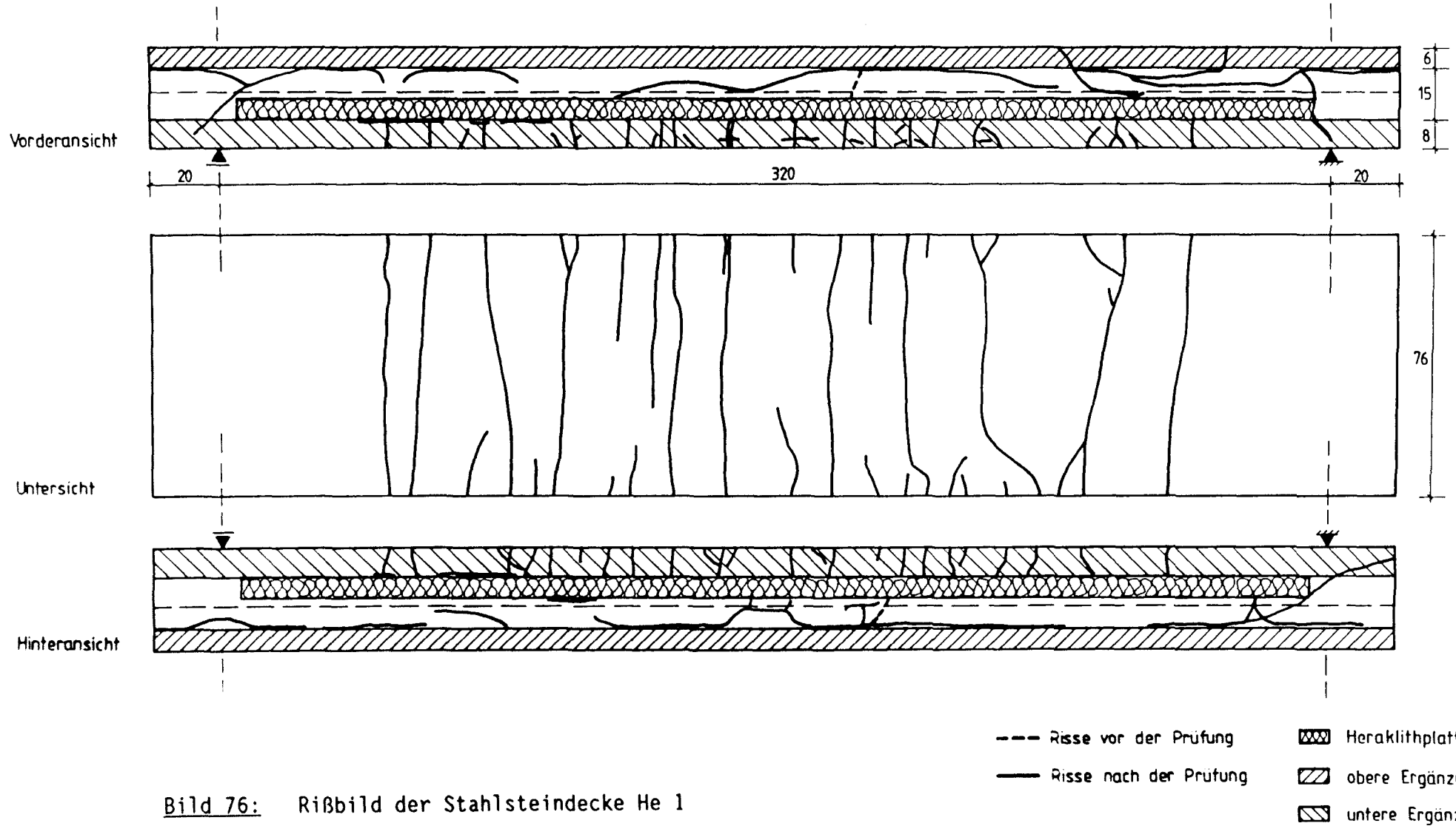


Bild 76: Rißbild der Stahlsteindecke He 1

He 2

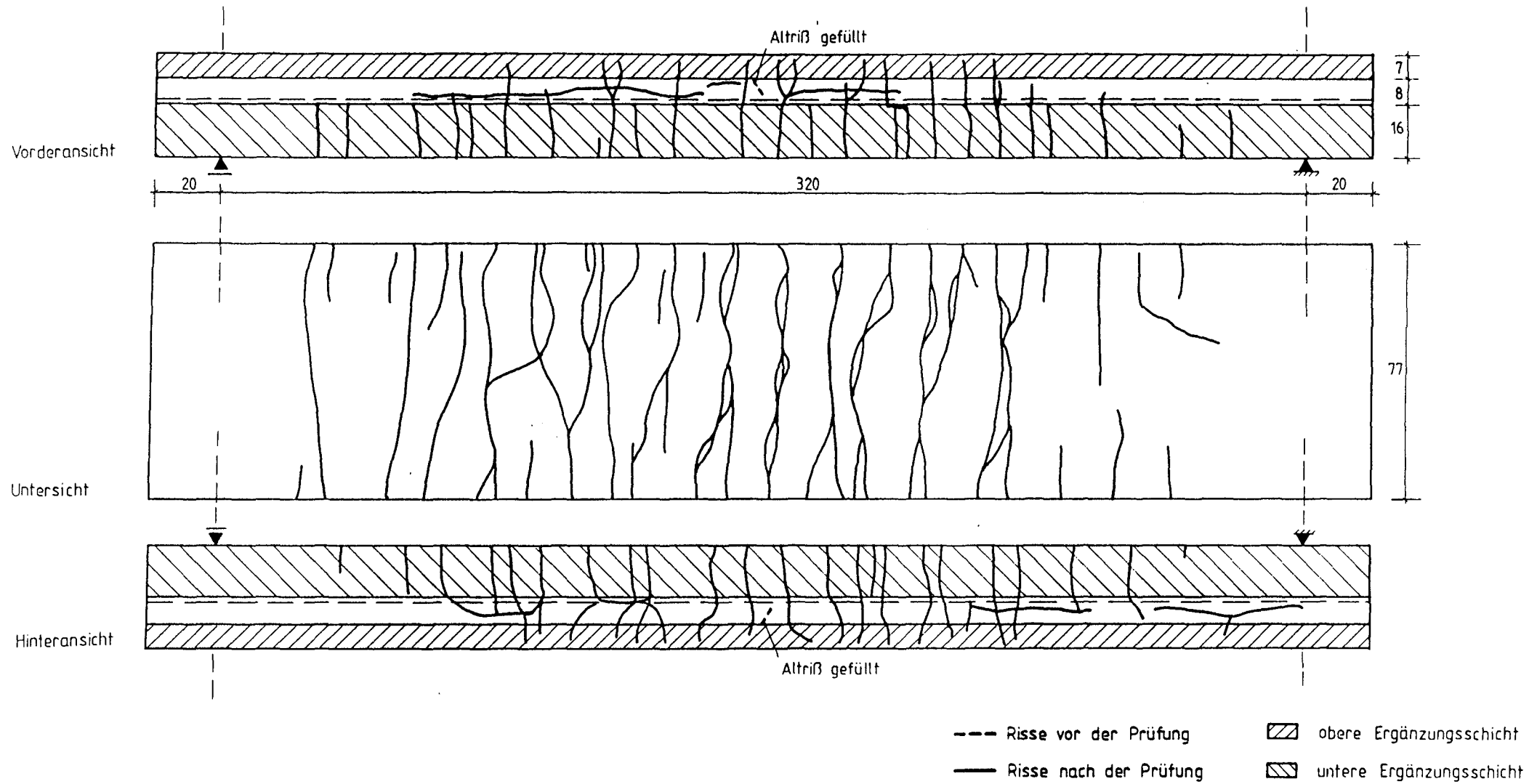
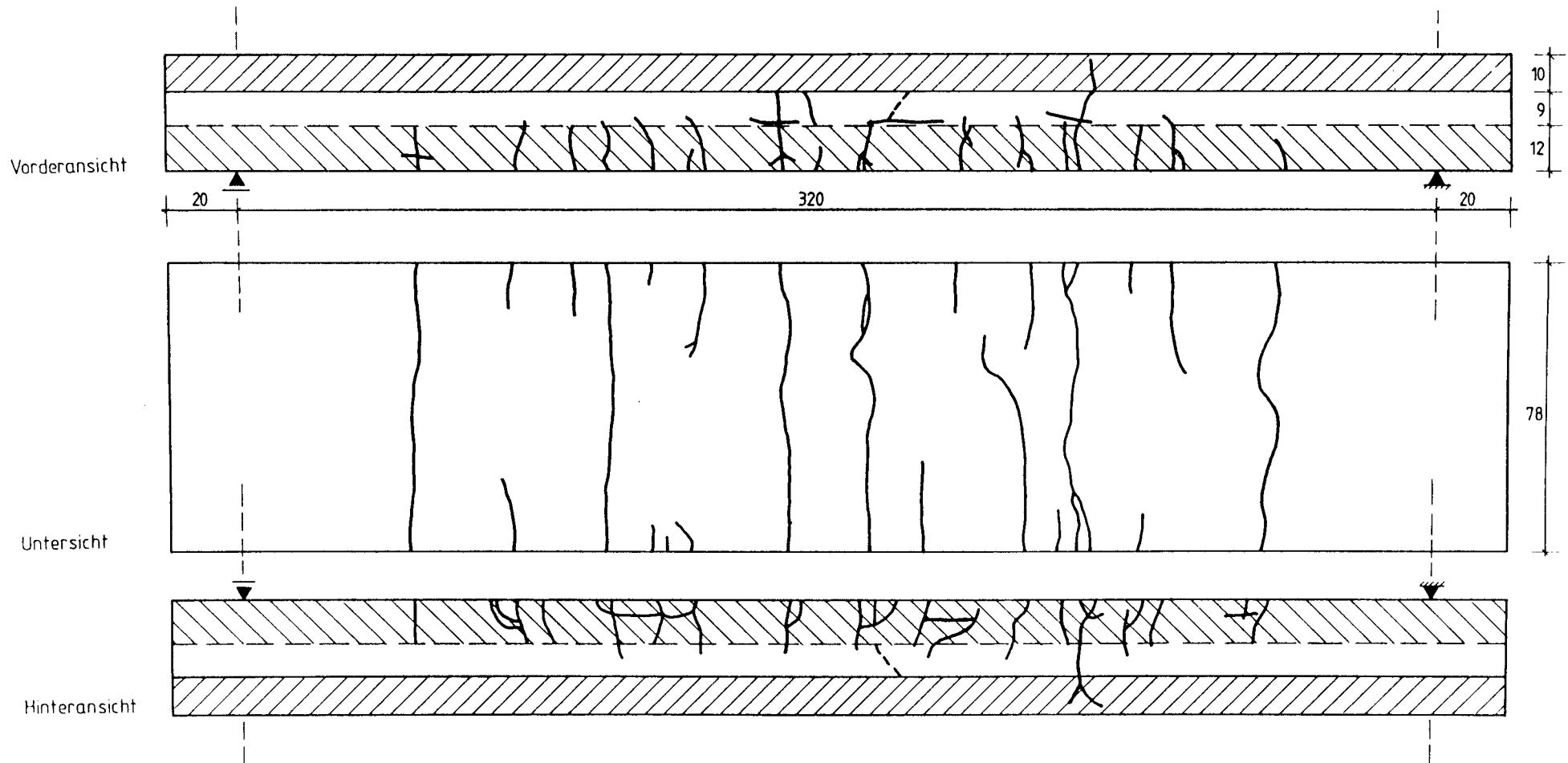


Bild 77: Rißbild der Stahlsteindecke He 2

He 3



- Risse vor der Prüfung
- Risse nach der Prüfung
- ▨ obere Ergänzungsschicht
- ▩ untere Ergänzungsschicht

Bild 78: Rißbild der Stahlsteindecke He 3

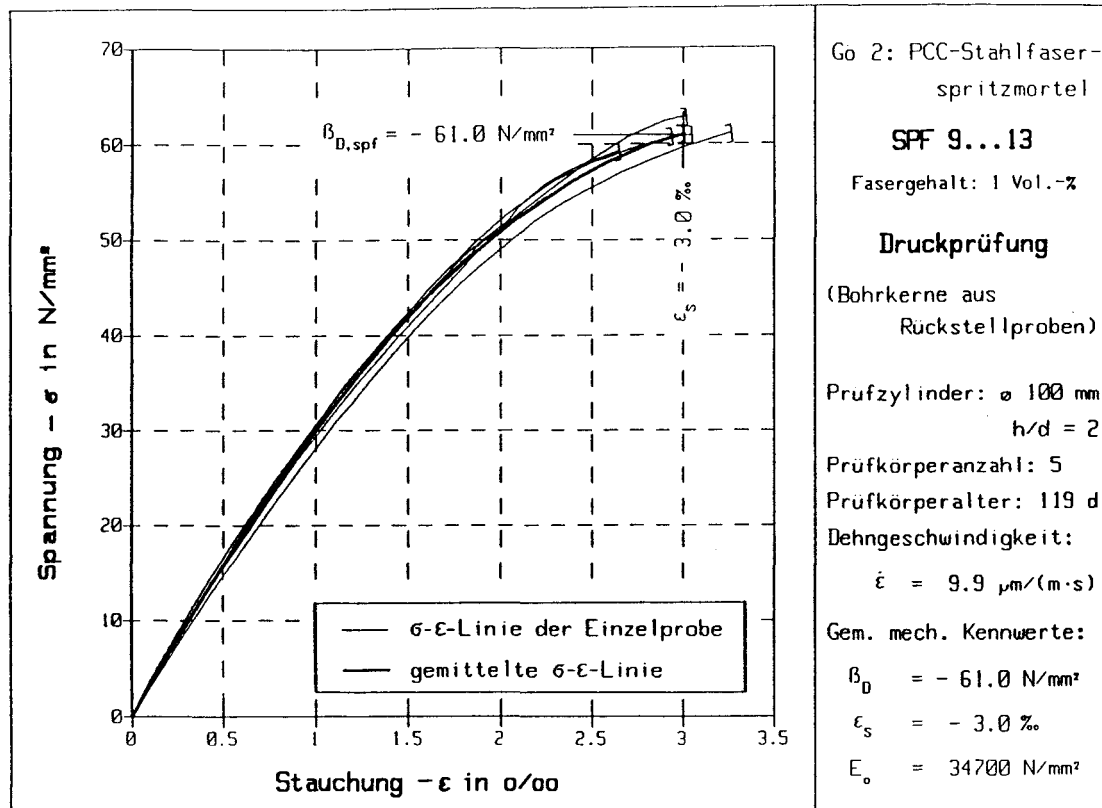


Bild 79: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchter Bohrkerne aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

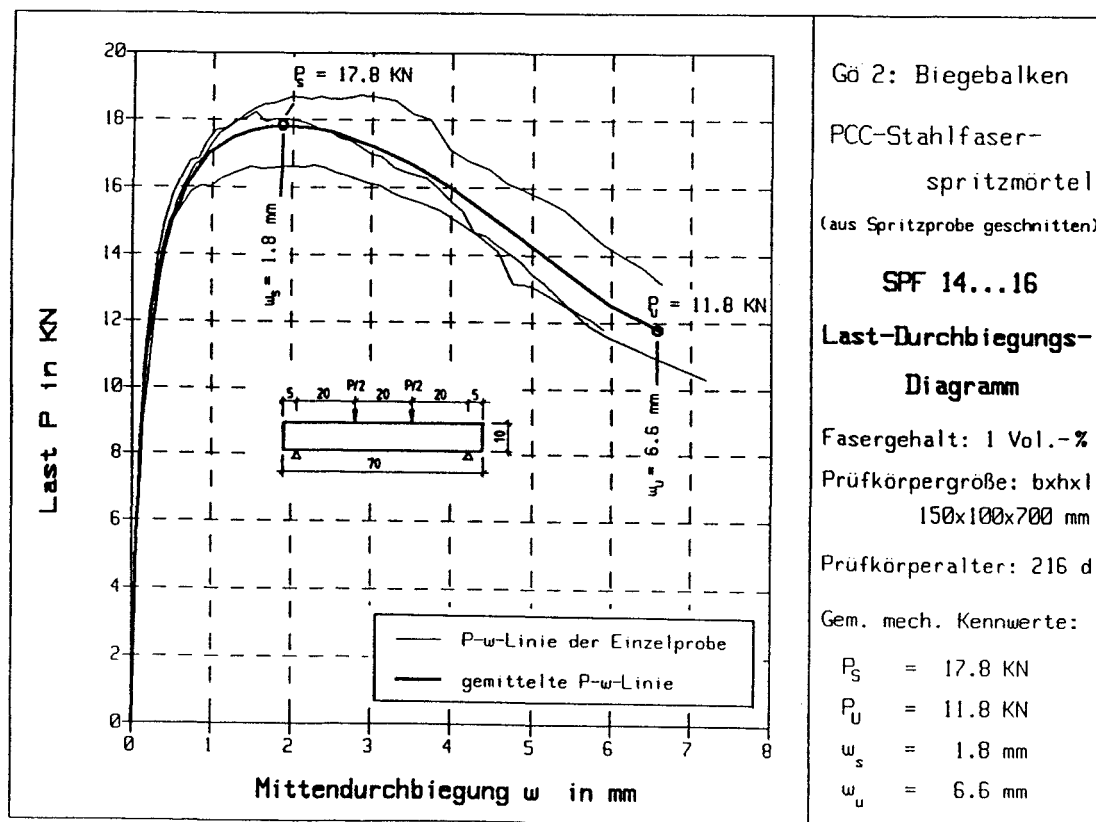


Bild 80: Last-Durchbiegungslinien von Biegezugkörpern aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

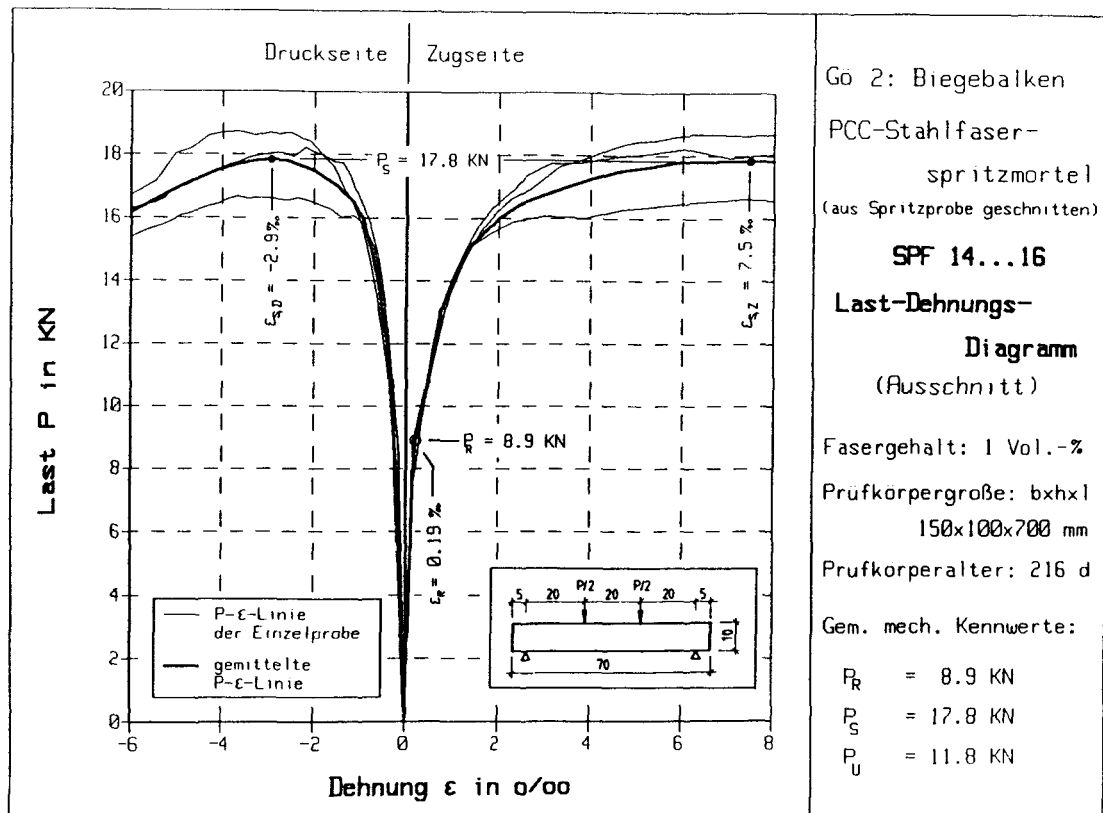


Bild 81: Last-Dehnungslinien von Biegezugkörpern aus PCC-Stahlfaser-spritzmörtel

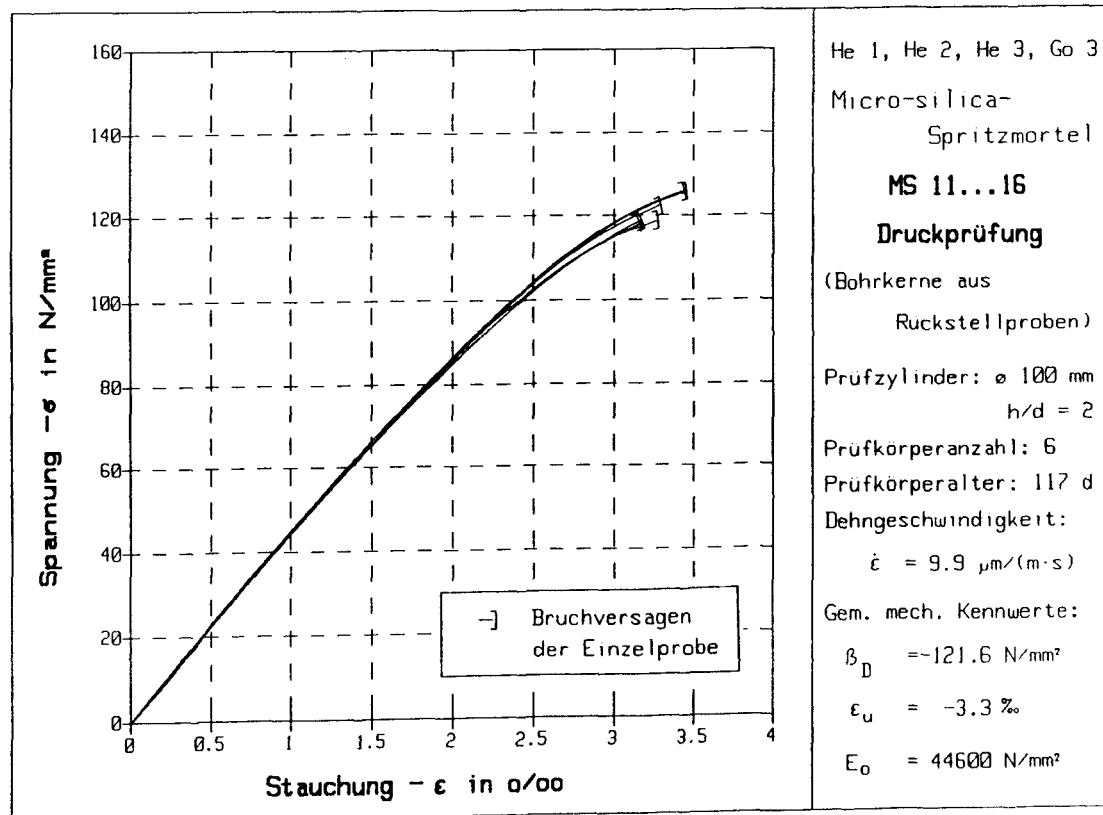


Bild 82: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchter Bohrkerne aus MS-Spritzmörtel

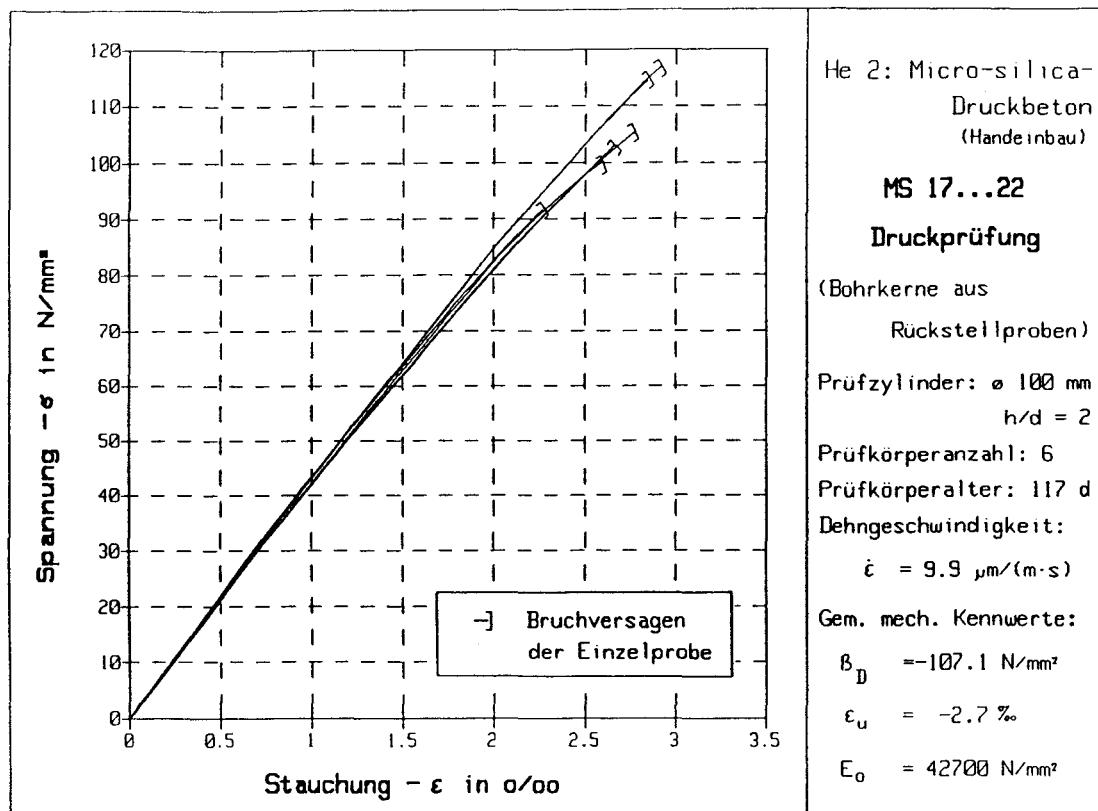


Bild 83: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchter Bohrkerne aus MS-Beton

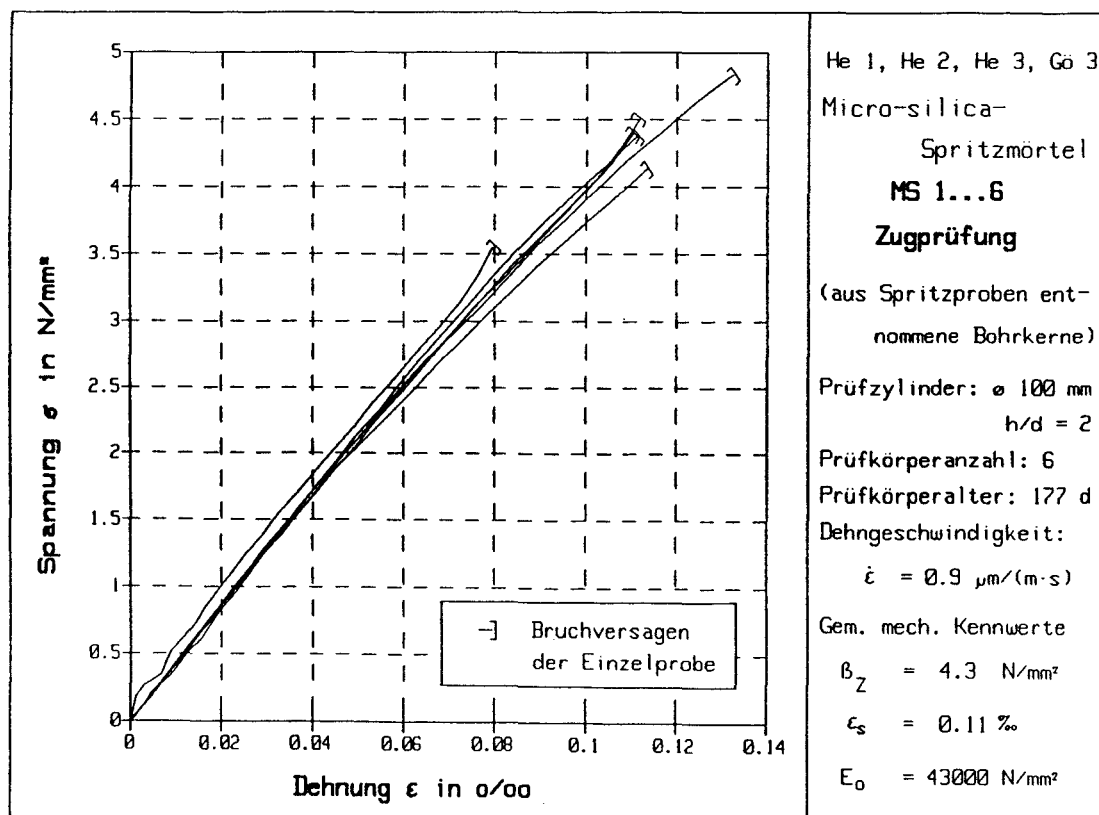


Bild 84: Spannungs-Dehnungslinien auf zentrischen Zug beanspruchter Bohrkerne aus MS-Spritzmörtel

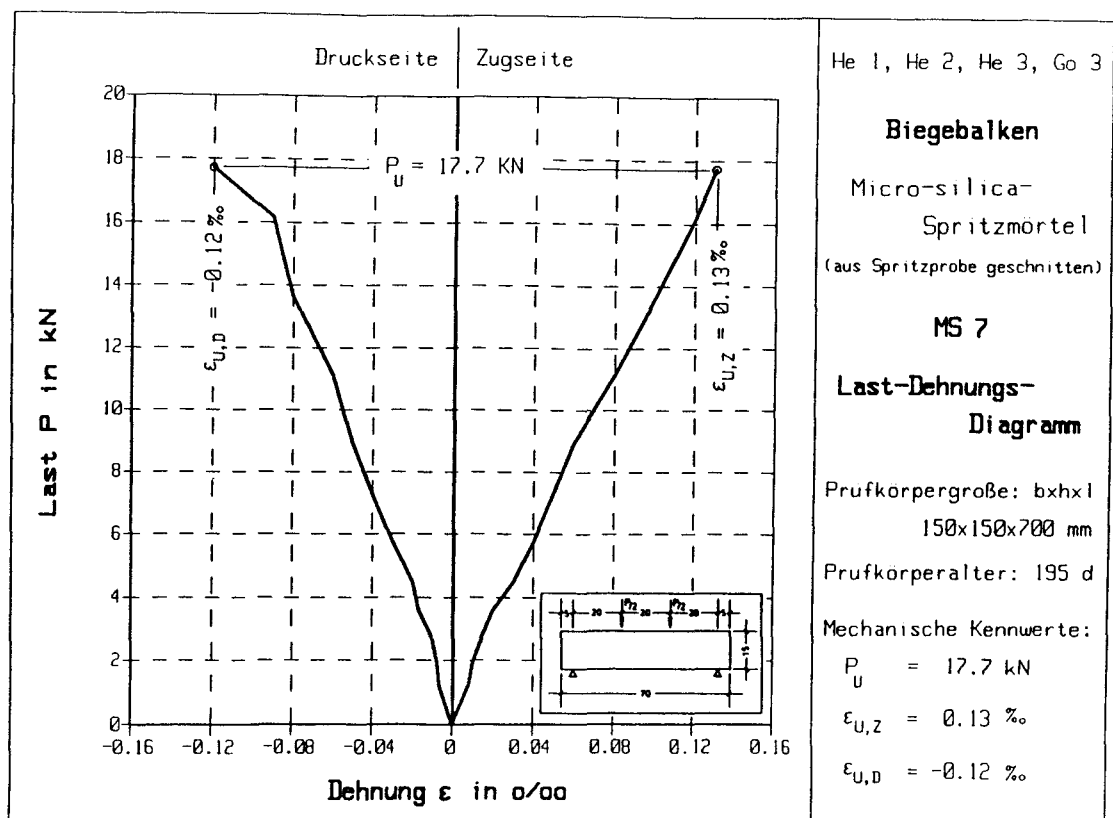


Bild 85: Last-Dehnungslinien von Biegezugkörpern aus MS-Spritzmörtel

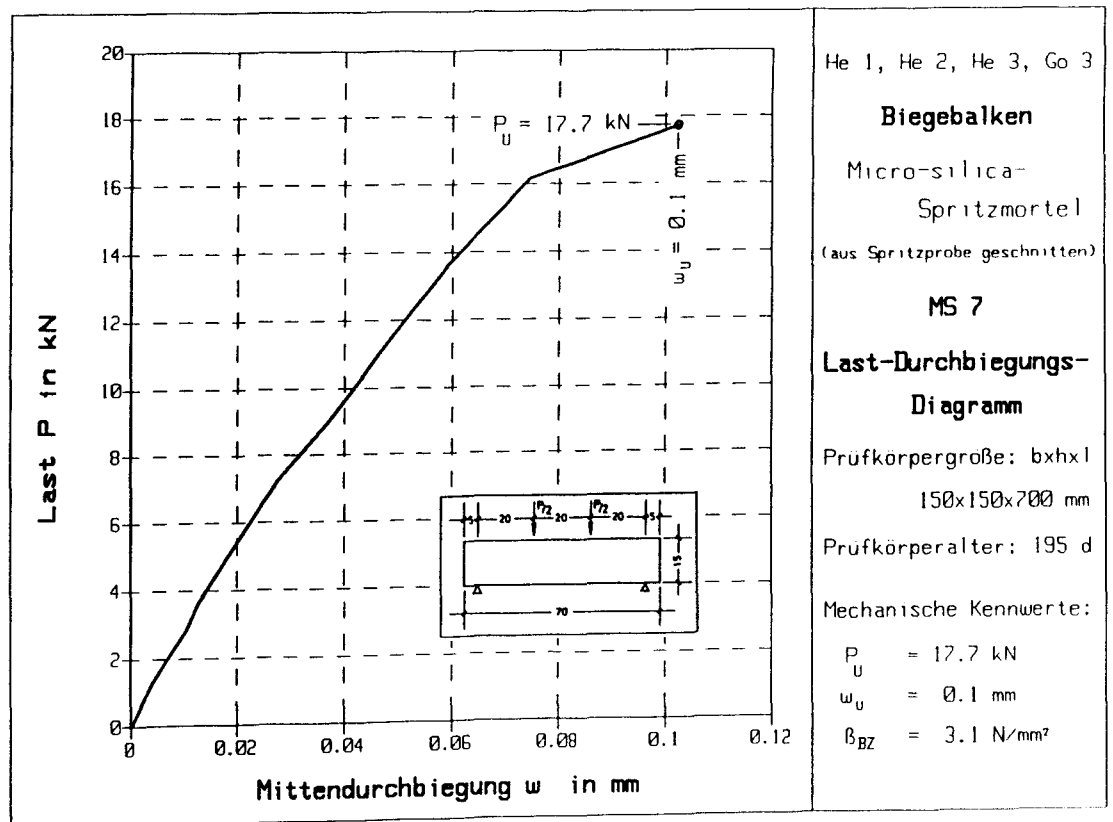


Bild 86: Last-Durchbiegungslinien von Biegezugkörpern aus MS-Spritzmörtel

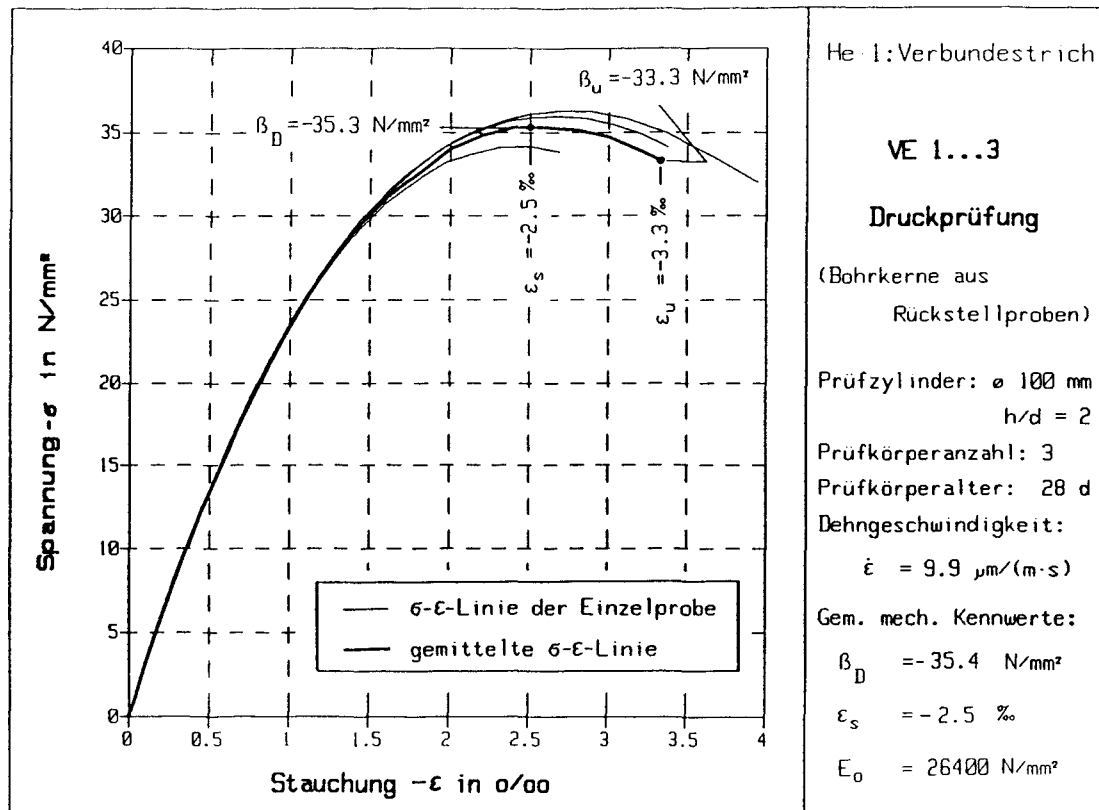


Bild 87: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchter Bohrkerne aus Estrichmörtel (t = 28 Tage)

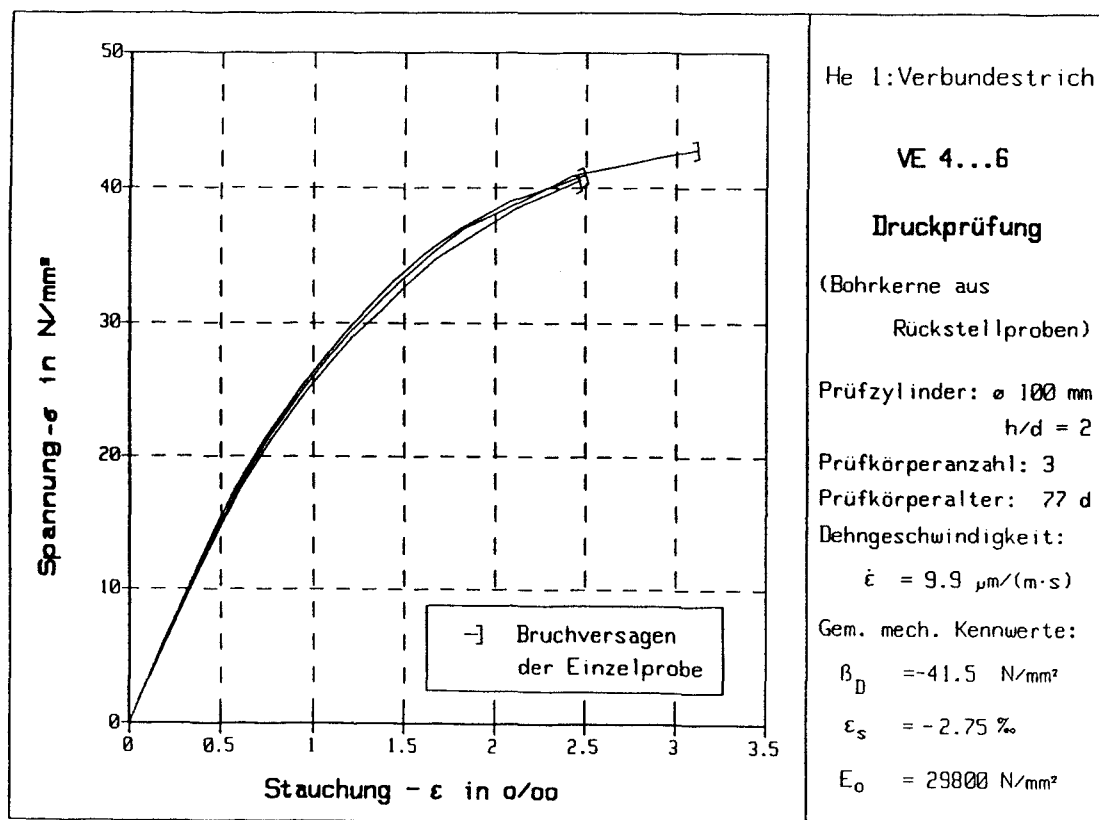


Bild 88: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchter Bohrkerne aus Estrichmörtel (t = 77 Tage)

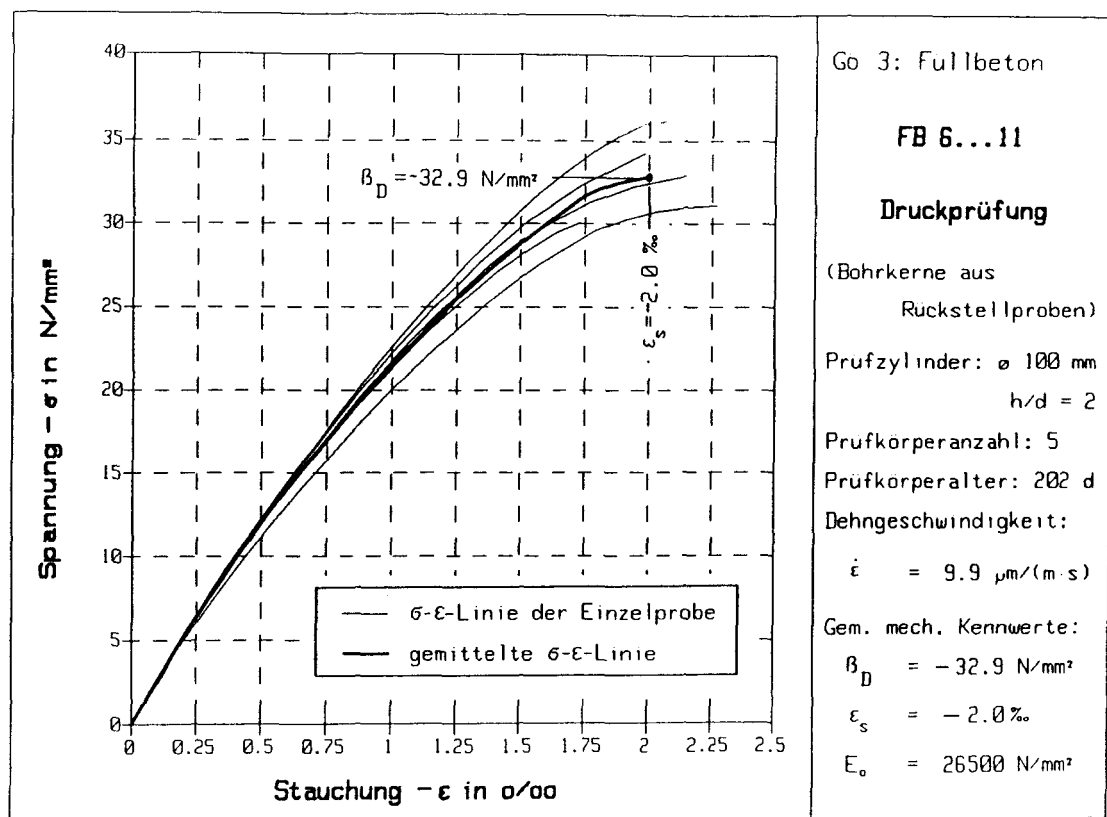


Bild 89: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchter Bohrkerne aus Füllbeton

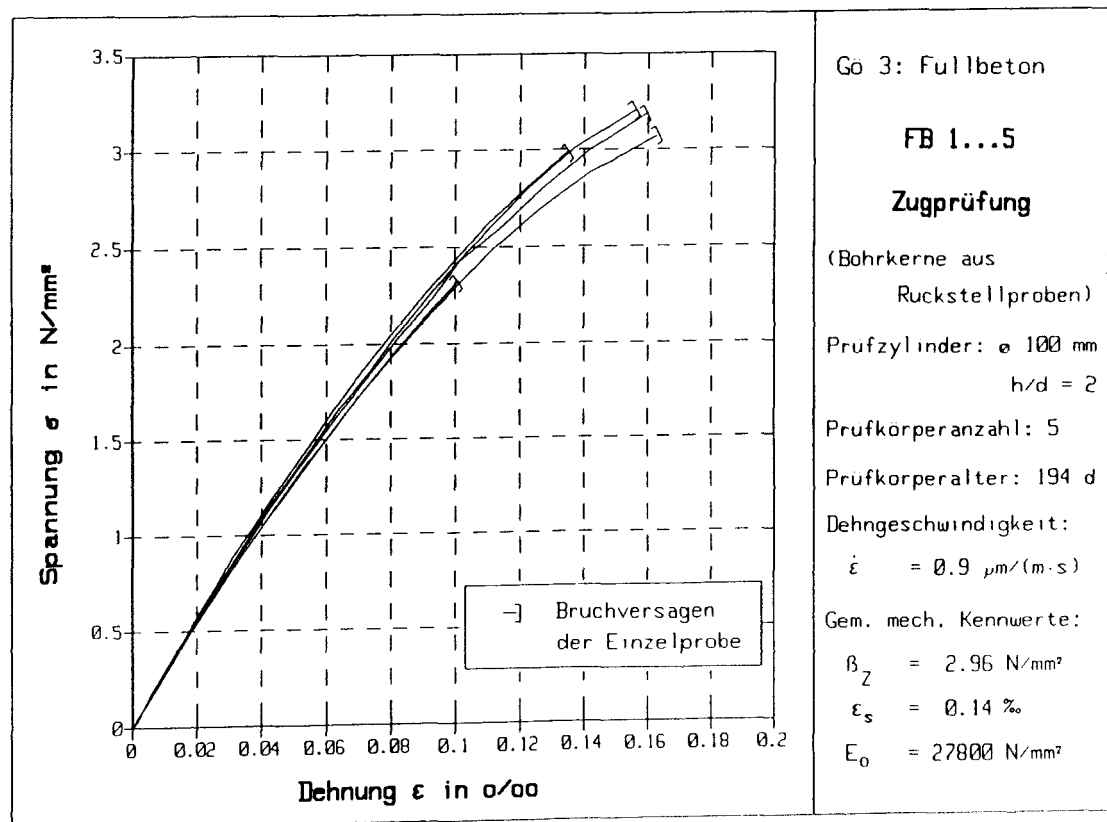


Bild 90: Spannungs-Dehnungslinien auf zentrischen Zug beanspruchter Bohrkerne aus Füllbeton

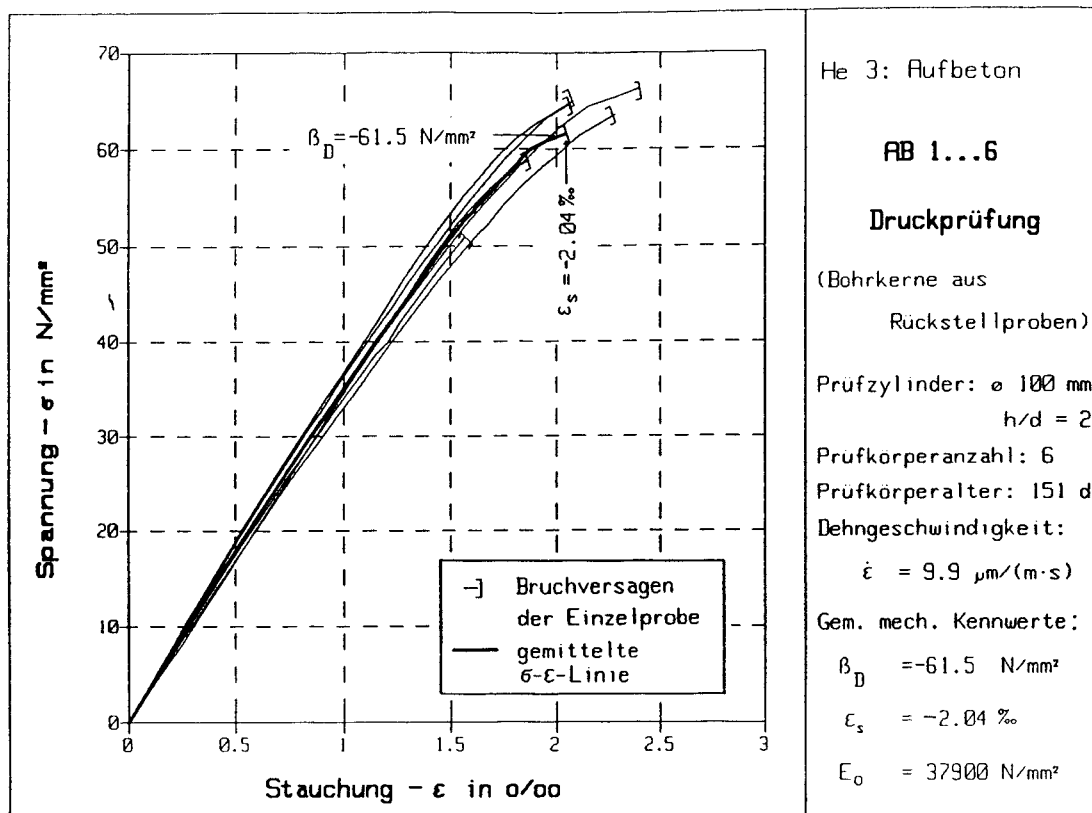


Bild 91: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchter Bohrkerne aus dem Aufbeton der Stahlsteindecke He 3

